

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**PATOLOGIA DE LAS ESTRUCTURAS  
DE CONCRETO REFORZADO**

**Reflexiones y Recomendaciones**

**POR**

**ERNESTO LEOPOLDO TREVIÑO TREVIÑO**

Como requisito parcial para obtener el grado de  
**MAESTRIA EN CIENCIAS** con Especialidad en  
**Ingeniería Estructural**

**OCTUBRE, 1998**

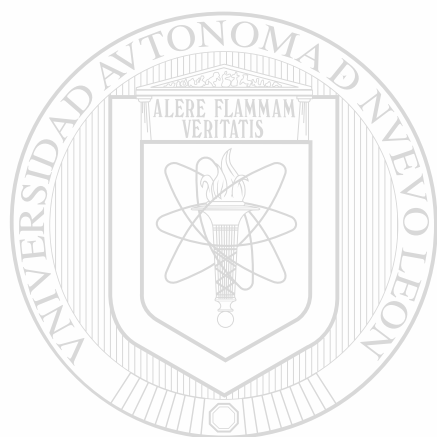
TM

TA683

.9

T7

c.1



# UANL

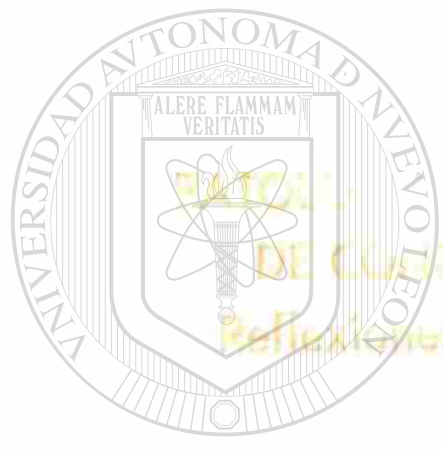
---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  
FACULTAD DE INGENIERÍA QUÍMICA



# UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



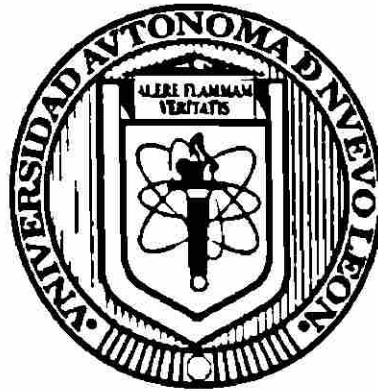
DIRECCIÓN GENERAL DE INVESTIGACIONES  
INGENIERO LEOPOLDO AREVINO AREVINO

Como requisito parcial para obtener el grado de  
**MAESTRIA EN CIENCIAS** con Especialidad en  
Ingeniería Estructural

OCTUBRE, 1998

**UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**PATOLOGIA DE LAS ESTRUCTURAS  
DE CONCRETO REFORZADO**

**Reflexiones y Recomendaciones**

Por

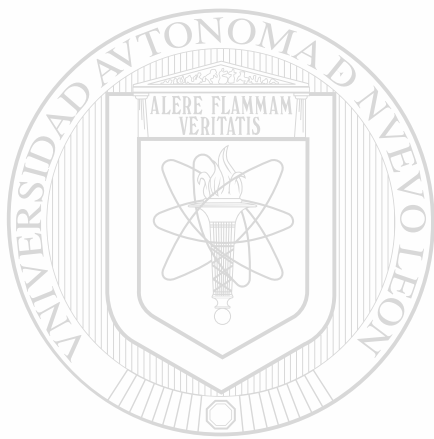
**ERNESTO LEOPOLDO TREVIÑO TREVIÑO**

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Como requisito parcial para obtener el Grado de  
**MAESTRIA EN CIENCIAS con Especialidad en**  
**Ingeniería Estructural**

**Octubre, 1998**

TM  
TA683  
+7



# UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS





**APROBACION DE  
TESIS DE MAESTRIA**

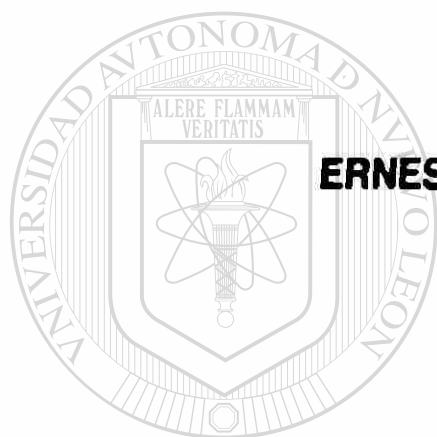


**PATOLOGIA DE LAS ESTRUCTURAS  
DE CONCRETO REFORZADO**

**Reflexiones y Recomendaciones**

por

**ERNESTO LEOPOLDO TREVIÑO TREVIÑO**



**UANL**

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

  
Dr. Ricardo González Alcorta; Asesor

  
Dr. Ricardo González Alcorta  
Secretario de Estudios de Postgrado



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**  
**SECRETARIA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO**



**MONTERREY, N.L, OCTUBRE 23, 1998.**

**ING. LÁZARO VARGAS GUERRA**  
**DIRECTOR DEL DEPTO. ESCOLAR Y**  
**DE ARCHIVO DE LA U.A.N.L.**  
**TORRE DE RECTORÍA**  
**PRESENTE.-**

**Estimado Ing. Vargas:**

Por este conducto me permito comunicarle que el **ING. ERNESTO LEOPOLDO TREVIÑO TREVIÑO**, pasante de la **MAESTRÍA EN CIENCIAS CON ESPECIALIDAD EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**, ha solicitado su examen de Grado, para lo cual ha cubierto la totalidad de los requisitos que exige el Reglamento de Exámenes Profesionales de nuestra Institución. Le pido amablemente girar las instrucciones necesarias para el trámite correspondiente en el Departamento a su digno cargo.

Sin otro particular de momento, me es grato enviarle un cordial saludo y reiterarme a sus respetables órdenes.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

**ATENTAMENTE,**  
**" ALERE FLAMMAM VERITATIS "**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**  
**EL SECRETARIO DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

  
**DR. RICARDO GONZÁLEZ ALCORTA**

C.c.p. Archivo.





**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**  
**SECRETARIA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO**



**COMPROBANTE DE CORRECCION**

Tesista: ERNESTO LEOPOLDO TREVIÑO TREVIÑO

Tema de la tesis: PATOLOGIA DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO. REFLEXIONES Y RECOMENDACIONES.

Este documento certifica la corrección DEFINITIVA del trabajo de tesis arriba identificado, en los aspectos: ortográficos, metológico y estilístico.

Recomendaciones adicionales:

(NINGUNA)

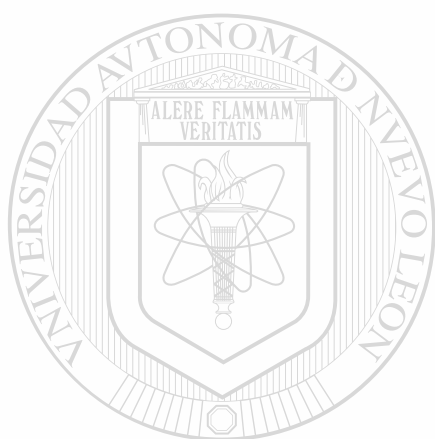
Nombre y firma de quien corrigió:

*Ramona*  
 Arq. Ramona Eugenia Ramirez

El Secretario de Postgrado:

*Ricardo*  
 Dr. Ricardo González Alcorta

Ciudad Universitaria, a 29 de octubre de 1998.



# UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

***Dedico este trabajo...***

***A mi querida madre  
y a la memoria de mi padre***

***A mi esposa e hijas***

***A mis hermanos***

## RESUMEN

**Ernesto Leopoldo Treviño Treviño**

**Fecha de Graduación: Octubre, 1998**

**Universidad Autónoma de Nuevo León**

**Facultad de Ingeniería Civil**

**Título del Estudio: PATOLOGIA DE LAS ESTRUCTURAS  
DE CONCRETO REFORZADO  
Reflexiones y Recomendaciones**

**Número de páginas: xii + 328**

**Candidato para el grado de Maestría  
en Ciencias con especialidad en  
Ingeniería Estructural**

**Area de Estudio: Ingeniería Estructural**

**Contribuciones y Conclusiones:** En este trabajo se enfatiza la importancia de incluir los conceptos de vida útil y durabilidad en el proceso de diseño estructural para lo cual se considera indispensable englobar, dentro de las solicitaciones a que se ven sometidas las estructuras, no solo las comúnmente conocidas como cargas y deformaciones impuestas, sino también las derivadas de la interacción de la estructura con el medio ambiente en que prestará servicio, las que se identificaron con el nombre genérico de agresiones. Igualmente, se considera esencial entender los fenómenos asociados a la ocurrencia de fallas en las estructuras. Se precisa el significado del vocablo falla, para incluir no solo el colapso o ruina total, sino todo tipo de anomalías, lesiones y disfunciones que pueda sufrir una estructura. Se identifica al error humano como la causa primigenia de las fallas y se tocan brevemente algunos aspectos jurídicos aplicables. El estudio de los fenómenos asociados a las fallas y sus manifestaciones externas se presenta en forma ordenada y sistemática como una disciplina con personalidad propia: la patología estructural. También se exponen algunas medidas preventivas para hacer frente a las fallas más comunes dentro del rubro de la profilaxis estructural. Asimismo, se describen las diversas técnicas de intervención para el tratamiento de los problemas patológicos bajo la denominación de terapéutica estructural. Se enfatiza la necesidad de inspección y mantenimiento periódicos para lograr la durabilidad de las construcciones. Finalmente se manifiesta la preocupación por el mal uso ó abuso de las computadoras personales y paquetería de cálculo estructural como posible causa de fallas. Se incluye un glosario de los vocablos más comunes dentro de la patología, terapéutica y profilaxis estructural así como una amplia bibliografía sobre el tema.



---

**Dr. Ricardo González Alcorta, Asesor.**

# CONTENIDO

	Página
<b>PREFACIO</b>	<b>ix</b>
<b>1 EL DISEÑO ESTRUCTURAL</b>	<b>1</b>
1.1 Misión de las estructuras	
1.2 Responsabilidad del Ingeniero civil	
1.3 La práctica actual	
1.4 Vida de las estructuras	
1.5 Deterioro estructural	
1.6 Durabilidad	
<b>2 LAS FALLAS ESTRUCTURALES</b>	<b>32</b>
2.1 La ingeniería estructural: ciencia y arte	
2.2 Concepto de falla	
2.3 Posibilidad finita de falla	
2.4 Tipos de fallas	
2.5 Causas de las fallas	
2.6 El error humano	
2.7 Aspectos jurídicos	
<b>3 ANALOGÍA CON LA MEDICINA</b>	<b>47</b>
3.1 Origen. Beneficios	
3.2 Gestación. Crecimiento. Vida adulta	
3.3 Enfermedades y lesiones	
3.4 Tratamientos e intervenciones	
3.5 Patología, terapéutica y profilaxis estructural	
3.6 Ingeniería forense	
<b>4 LA PATOLOGÍA ESTRUCTURAL</b>	<b>53</b>
4.1 Categorías para su estudio	
4.2 Defectos congénitos	
4.3 Defectos adquiridos	
4.4 Deterioro del concreto endurecido por procesos físicos	
4.5 Deterioro del concreto endurecido por procesos químicos	
4.6 Deterioro del concreto endurecido por procesos biológicos	

4.7	Deterioro superficial del concreto endurecido	
4.8	Corrosión del acero de refuerzo	
4.9	Daños ocasionados por acciones mecánicas	
4.10	Daños ocasionados en situaciones extraordinarias	
4.11	Daños ocasionados por mal uso ó abuso de la estructura	
<b>5</b>	<b>LA PROFILAXIS ESTRUCTURAL</b>	<b>149</b>
5.1	Agresividad medioambiental	
5.2	Protección del concreto	
5.3	Protección del acero de refuerzo	
5.4	Protección en la etapa de uso	
<b>6</b>	<b>LA TERAPÉUTICA ESTRUCTURAL</b>	<b>172</b>
6.1	Técnicas	
6.2	Estrategias	
<b>7</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>184</b>
<b>8</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA SELECTA</b>	<b>194</b>
	Referencias citadas	
	Obras consultadas	
	<b>Anexo A: Glosario</b>	<b>214</b>
	<b>Anexo B: Figuras</b>	<b>222</b>
	<b>Anexo C: Cuadros, gráficas y tablas</b>	<b>281</b>
	<b>Anexo D: Índice</b>	<b>319</b>
	<b>Resumen autobiográfico</b>	<b>328</b>

## **PREFACIO**

Dentro del proceso de diseño estructural, el ingeniero civil tiene la responsabilidad fundamental de lograr estructuras que posean los atributos de seguridad y durabilidad. Es en el cumplimiento de esta responsabilidad que el ingeniero especialista en estructuras se enfrenta a gran diversidad de problemas, los que pueden agruparse dentro de dos grandes categorías: aquellos que pertenecen a la mecánica estructural y aquellos que pertenecen a la ciencia de los materiales.

El progreso conseguido en los últimos tiempos en la comprensión de los aspectos de la mecánica estructural aunado a la disponibilidad de herramientas computacionales con capacidades que nunca imaginábamos, así como de materiales de mayor resistencia y de equipos y procedimientos de ejecución de obra mas racionales, han contribuido a poder obtener soluciones estructurales con componentes mucho mas esbeltos.

Sin embargo, es natural que estructuras mas ligeras, resulten al mismo tiempo mas sensibles ante cualquier defecto del cálculo, de los materiales y de la ejecución, y mas vulnerables a las agresiones a que son sometidas por el medio ambiente en el que desempeñan las funciones para las que fueron concebidas.

Si bien debemos reconocer que también se han logrado avances importantes en los conocimientos de la ciencia de los materiales como son el entendimiento de la respuesta de los elementos de concreto reforzado a las agresiones ambientales, de los efectos de la edad, de los mecanismos de iniciación y propagación de grietas y de la corrosión del acero de refuerzo entre otros, la normatividad tradicional no incluye estos nuevos conocimientos ó los incluye solo implícita ó someramente. Esto se traduce en que, en la práctica actual del diseño estructural no se incluyan -- específicamente al menos -- estos conceptos que inciden directamente en la cualidad de durabilidad y en la vida útil de las estructuras.

Al mismo tiempo, y a pesar de los indiscutibles avances logrados, se siguen

presentando todo tipo de fallas en la Industria de la construcción y en todos los niveles de severidad – desde inocuas hasta catastróficas –, lo que nos lleva a preguntarnos el por qué continúan ocurriendo y el como podemos evitarlas.

A través de una analogía con la medicina iniciada en Francia en la década de los años cincuenta, se pueden estudiar las estructuras de concreto y las construcciones en general a la luz de nuevos conceptos para complementar los enfoques tradicionales, que no ofrecen una comprensión total del comportamiento de las construcciones.

La Resistencia de Materiales, la teoría clásica de análisis y de estabilidad de las estructuras y las asignaturas tradicionales de materiales de construcción no han sido ni son suficientes para explicar los fenómenos asociados a las diversas anomalías, disfunciones y deterioro de las estructuras.

Esta analogía con la medicina ha dado origen a tres ramas de la Ingeniería Estructural – o mas ampliamente, de la Ciencia y Técnica de la Construcción – que se han venido conformando como disciplinas con personalidad propia, aunque todavía en proceso de consolidación: la Patología, la Terapéutica y la Profilaxis estructural.

Es en este orden de ideas que he preparado el presente trabajo, el que por demás está manifestar, que nada nuevo ha de enseñar; y que es solo la suma de mis modestos afanes de tratar de dar cohesión y uniformidad a estas ramificaciones de la ingeniería estructural. Para su desarrollo, me he inspirado constantemente en los trabajos de Blevot, de Campbell - Allen, de Roper, de Perkins, de Fernández Cánovas, de Calavera y de muchos otros conocidos y desconocidos bajo el anonimato de los comités de trabajo de instituciones como el Departamento del Distrito Federal, Instituto Americano y el Comité Europeo del Concreto, entre otros.

Quiero reconocer en este momento que, en mi empeño de emular legítimamente concepciones técnicas similares, es seguro que incurri en algunos casos, – quizá no pocos –, en la semejanza de lo aquí escrito con lo ya expresado por otros autores, lo cual se debe, sin duda, solamente a mis propias limitaciones para hacerlo en mejor forma. Si he omitido alguna referencia, lo he hecho involuntariamente y pido disculpas por ello. Sin

embargo, puedo afirmar que el punto de vista en que me coloco, y el modo de desarrollar los asuntos tratados, buscando siempre el orden, la unidad, la claridad y la sistematización, son enteramente originales y ciertamente influenciados por mas de treinta años de experiencia en la práctica de la Ingeniería estructural – los nueve últimos dentro de nuestro Instituto de Ingeniería Civil en los que he tenido la oportunidad de observar de cerca, y no pocas veces solucionar muchísimos casos de fallas estructurales.

Consciente de que es imposible tratar en forma completa, dentro de un trabajo como este, un tema tan extenso y complejo como lo es la patología del concreto reforzado, me propuse localizar, reunir y listar una buena cantidad de bibliografía, la mayoría disponible en nuestro país, para quien desee profundizar en algún tema en particular. Quisiera aclarar que las referencias anotadas en el texto corresponden a la fuente mas conveniente y no necesariamente a la fuente original del tema. No obstante lo extenso del tema, me he atrevido a tocar en forma por demás sucinta, algunas ideas en torno a la profilaxis y a la terapéutica estructural, áreas que por sí solas merecen ser tratadas ampliamente por separado.

Otro aspecto que he tratado de cuidar es el del lenguaje. Si bien la primera función del lenguaje consiste en ser el principal vínculo de comunicación entre las personas, también desempeña la función de ser conformador básico de nuestra mente, de nuestro modo de capturar el mundo que nos rodea, de nuestra manera de pensar y de razonar.

Como lo dice el Profr. Alvaro García Meseguer, " la primera vez que entramos en contacto con algo, podemos captar ese algo en su auténtica realidad, sobre todo si todavía no tiene nombre. En cuanto aparece el nombre, éste se fija en nosotros a modo de una "etiqueta lingüística" y en lo sucesivo, nuestra relación con ese algo se establecerá a través de dicha etiqueta, con lo que las experiencias individuales se transformarán cada vez mas en clichés convencionales. En este mecanismo, se esconden peligros que nos afectan en todo orden de cosas. Por ello, un buen número de accidentes que acaecen en la vida, no son ajenos a fenómenos lingüísticos, y la Ingeniería y la construcción no son una excepción".



Por lo anterior, he considerado muy importante precisar el uso y el significado de vocablos asociados a la patología, terapéutica y profilaxis estructural en un glosario incluido al final de este trabajo.

Nadie somos hombres verdaderamente auto formados. Todos somos, al menos en parte, lo que otros han querido que seamos. Por ello, quiero expresar mi gratitud a las muchas personas e instituciones de quienes he recibido formación, apoyo, estímulo y ayuda a lo largo de mi vida.

En particular quiero agradecer su ayuda para la culminación de este trabajo al Dr. Ricardo González Alcorta por su asesoría y estímulo; al Ing. Héctor Buentello Bazán por sus opiniones, consejos y enseñanzas en la ciencia y arte de la ingeniería estructural; a Luis Alberto Rodríguez Luna por su ayuda en la elaboración de las tablas, cuadros, gráficas y figuras de los Anexos B y C; a todos mis compañeros y colaboradores del Departamento de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería Civil por permitirme encontrar el tiempo para elaborar este trabajo. A las autoridades universitarias agradezco el apoyo económico y facilidades recibidas.

Agradecimiento muy especial a mi esposa por su ayuda continua en la captura y formato de la totalidad del texto, y a nuestras hijas, quienes siempre nos han brindado su ayuda incondicional, especialmente en estos últimos meses en que se han multiplicado nuestras ocupaciones, al agregarse a las tareas de rutina, las propias de este trabajo y las de la organización del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural.

# CAPITULO 1

## EL DISEÑO ESTRUCTURAL

### 1.1 Misión de las estructuras

Las estructuras se crean para satisfacer alguna necesidad del hombre. Para cumplir con su misión, las estructuras deben poseer los siguientes atributos: funcionalidad, seguridad, durabilidad, satisfacción estética y factibilidad económica.

El diseño de una estructura es un proceso eminentemente creativo cuya finalidad es el llegar a definir sus características de forma tal que, durante su vida útil prevista, sea capaz de cumplir con su misión en forma óptima ó , dicho en otras palabras, producir estructuras que den el mejor rendimiento”.

[ Rosenblueth, 1981 ].

### 1.2 Responsabilidad del ingeniero civil

Dentro del proceso de diseño en el que interactúan especialistas de diversas ramas, es responsabilidad particularísima del ingeniero civil el logro de estructuras que posean los atributos de seguridad y durabilidad.

#### 1.2.1. Seguridad

El concepto de seguridad conlleva, por asociación, tres cualidades esenciales que deben poseer tanto la estructura en su totalidad como cada uno de los elementos que la constituyen, a saber:

- **Resistencia:** significa que, la estructura en su totalidad y cada uno de los elementos que la constituyen deberán poseer las características mecánicas necesarias para soportar ampliamente la totalidad de las cargas – permanentes, variables y accidentales –, y de las deformaciones impuestas a que se verán sometidas en el desempeño de las funciones para las que fueron concebidas. En otras palabras, la estructura ó cualquiera de sus componentes no deben fracturarse, romperse, colapsarse ó derrumbarse.
- **Rigidez:** significa que la estructura en su totalidad, y cada uno de los elementos que la constituyen, no deberán exhibir ningún tipo de comportamiento que impida su operación satisfactoria tales como deformaciones excesivas ó vibraciones. Además, la estructura y los elementos que la integran deberán conservar, a través de su vida útil, una apariencia de sensación de seguridad de tal forma de no causar inquietud a los usuarios y al público en general, no debiendo desarrollar características que lleguen a ser motivo de preocupación en cuanto a su seguridad. Además, la estructura deberá ser capaz de manifestar cualquier eventual situación de peligro de tal forma que pueda ser advertida oportunamente por medio de signos visibles, pero que ninguno de esos signos visibles se hagan evidentes durante las cargas normales de operación.

- 
- **Estabilidad:** significa que la estructura en su totalidad, y cada uno de los elementos que la constituyen **considerados como cuerpos rígidos**, es decir ignorando las deformaciones elásticas, deberán poseer la capacidad de conservar su posición original a través del tiempo. En otras palabras, los elementos que integran la estructura deberán estar unidos entre sí y con el suelo de sustentación de tal forma que no puedan moverse, es decir, el sistema estructural debe ser **cinemáticamente invariante**. Una estructura que posee esta cualidad se dice que es **estáticamente estable**. Además significa que la estructura en su totalidad, y cada uno de los elementos que la constituyen, deben ser capaces de conservar las formas de equilibrio **adquiridas en estado deformado**; en otras palabras, el estado de equilibrio en posición deformada, esto es, el equilibrio entre las fuerzas

exteriores y los esfuerzos internos debe ser estable. Una estructura que posee esta cualidad se dice que es **elásticamente estable**.

### **1.2.2 Durabilidad**

El atributo de una estructura de conservar la cualidad de seguridad, -- resistencia, rigidez y estabilidad --, durante toda su vida útil se denomina **durabilidad**. En otras palabras, durabilidad es la habilidad que posee una estructura para resistir agresiones físicas, químicas, biológicas y de los agentes atmosféricos conservando su integridad a través del tiempo, asegurando con ello que no se alcance ningún estado límite dentro de la vida útil prevista, como consecuencia de eventuales deterioros prematuros. Una estructura es durable si ha tenido un diseño, construcción y conservación adecuados [ ACI-201, 1992 ].

Ahora bien, en un contexto mas amplio, el atributo de durabilidad va mucho mas allá que la sola habilidad para resistir el deterioro. Debe incluir, además, el concepto de **vida útil**, y por lo tanto conlleva otros atributos como son:

- **Integridad estructural global:** Significa que la estructura deberá ser capaz de soportar eventuales daños locales en alguno de sus elementos primarios, sin degenerar en daños desproporcionadamente mayores con respecto al daño original, conservando de esta forma su integridad global. Esto podrá lograrse a través de una configuración estructural tal, que suministre estabilidad global al sistema mediante la redistribución de cargas de un sector eventualmente dañado en forma local, a sectores adyacentes con capacidad para resistir dichas cargas sin colapsarse. A su vez, ésto se podrá conseguir suministrando a los elementos que constituyen la estructura, características tales como: continuidad, redundancia y ductilidad, ó una combinación apropiada de ellas.

- **Facilidad para Inspección:** Significa que la estructura debe planearse, de origen, para facilitar el ser inspeccionada, y detectar oportunamente signos de deterioro incipiente, ó manifestaciones de vicios ocultos que pudiesen haber pasado desapercibidos en la etapa de ejecución de obra, ó daños causados por alguna eventual situación extraordinaria.
- **Facilidad para reparación ó reposición:** Significa que, el arreglo de la totalidad de los componentes estructurales y no estructurales de una edificación debe ser planeado con sencillez, anticipando la posibilidad de que, si fuese necesario efectuar la reparación ó reposición de un elemento localmente afectado, esto pueda llevarse a cabo en forma expedita y causando el mínimo de molestias al usuario.

El evitar la utilización de elementos para desempeñar funciones múltiples, ciertamente contribuirá al logro de esta cualidad, p.ej.: un tablero de lámina en un edificio industrial, que se utilice al mismo tiempo como diafragma para estabilidad lateral, además de como fachada, aislamiento térmico e impermeabilizante, será indudablemente más difícil de reparar ó reemplazar al fallar alguna de esas funciones, que si se hubiera proyectado en forma independiente de la estructura principal de soporte del edificio.

- **Adaptabilidad:** Significa que las edificaciones deben ser dotadas de una flexibilidad razonable, que les facilite el ser adaptadas para desempeñar misiones distintas de las que fueron concebidas. Es posible que, los propietarios se vean imposibilitados de prolongar la vida útil de sus edificios, al no poder cambiar su uso como consecuencia de que fueron rígidamente proyectados para otro propósito.
- **Fácil demolición:** Asociado al concepto de adaptabilidad, está el concepto de fácil demolición. También debieran contemplarse, desde las etapas de planeación y diseño, las dificultades que una edificación pudiera presentar para ser demolida, o los materiales que pudieran rescatarse, una vez que su vida útil ó vida posible se termine.

Recapitulando, los conceptos de vida útil y durabilidad deben ser valorados dentro de un marco que incluya las cualidades de: resistencia al deterioro, integridad estructural global, facilidades para inspección, reparación y/o reposición, adaptabilidad, e inclusive facilidades para su eventual demolición [Sutherland, 1984].

En este trabajo, me referiré al atributo de durabilidad limitado al concepto de habilidad para resistir deterioro inducido por agresiones externas y por agentes autógenos internos.

### **1.3 La práctica actual**

#### **1.3.1 Énfasis en la mecánica estructural**

Las dos disciplinas esenciales para lograr estructuras que posean los atributos de seguridad y durabilidad son la **Mecánica Aplicada** y la **Ciencia de los Materiales**. Sin embargo, del examen de la literatura técnica y de los códigos de construcción, puede concluirse que el énfasis en el proceso de diseño de las estructuras de concreto reforzado se ha puesto tradicionalmente en los aspectos de la mecánica estructural.

Esto sigue siendo una realidad en la práctica actual ya que, aun y cuando se reconoce que los conceptos de durabilidad y vida útil deben considerarse equivalentes en importancia al concepto de resistencia mecánica de una estructura, en la mayoría de los códigos de construcción solo se encuentran implícitos, y rara vez se establecen ó definen específica y cuantitativamente.

El énfasis en los aspectos mecánicos – que siempre ha existido – se ha venido incrementando en la práctica contemporánea del diseño estructural, como consecuencia del uso cada vez más intensivo de computadoras electrónicas personales, las que si bien, han permitido llevar a cabo análisis estructurales mas sofisticados, no necesariamente significa que estos análisis se realicen con base en información mas confiable.

Por otra parte, también se observa una marcada concentración en las investigaciones académicas en torno a los aspectos mecánicos – resistencia, rigidez y estabilidad – como criterio para el dimensionamiento estructural. Esto sí se ha venido reflejando claramente en los códigos de diseño y construcción, resultando en influencias adversas sobre la durabilidad y vida útil de las estructuras, como consecuencia de la obtención de secciones más esbeltas que en el pasado, y por lo mismo, más vulnerables a las agresiones ambientales.

Todo lo anterior se ve agravado en la actualidad por la presión que, sin medir las consecuencias, ejercen frecuentemente los propietarios a los Ingenieros, en el sentido de reducir los costos, conduciendo a la búsqueda – no pocas veces obsesiva – de economías mal entendidas mediante el dimensionamiento de estructuras de peso mínimo.

### **1.3.2 Formato para el dimensionamiento**

El formato aceptado ya universalmente para el dimensionamiento ó la comprobación de la seguridad mecánica, es el de los estados límite asociados a la resistencia, rigidez y estabilidad de la estructura [ Zachar y Naik, 1996 ]. En este formato, lo que se busca es dotar a la estructura globalmente y a cada uno de los elementos que la componen, de un nivel de seguridad adecuado contra la aparición de estados límite últimos y, al mismo tiempo, asegurar que en condiciones normales de operación o uso, no se sobrepase ningún estado límite de servicio. Se hace necesario hacer las siguientes precisiones:

- En el formato de los estados límite, el dimensionamiento o la comprobación de los elementos estructurales, se lleva a cabo con base solamente en solicitaciones de carácter puramente mecánico, es decir aquellas que pueden ser expresadas en términos de fuerzas y desplazamientos.

- El aspecto del diseño asociado a la respuesta estructural ante solicitaciones diferentes de las que comúnmente identificamos como cargas, tales como las acciones derivadas de la potencial agresividad física, química y biológica del medio ambiente en que la estructura prestará servicio a los usuarios, es decir, solicitaciones asociadas primordialmente al concepto de durabilidad, no está incorporado dentro del formato de dimensionamiento por estados límite.
- Las características de los materiales -- concreto y acero -- solo se utilizan en la medida que se hacen necesarias para evaluar la respuesta mecánica de la estructura, cuando se ve sujeta a la acción de las cargas de diseño. Tal es el caso de propiedades tales como: resistencia, módulo de elasticidad y flujo plástico, las cuales son representadas mediante expresiones simplificadas, pero lo suficientemente adecuadas para describir el comportamiento mecánico de un material heterogéneo como es el concreto reforzado.

### **1.3.3 Factores de Incertidumbre ó de seguridad**

En el formato para el dimensionamiento por estados límite, el factor de seguridad tiene dos componentes: uno con base en las incertidumbres en el pronóstico de las solicitaciones y sus efectos ( $\gamma$ ), y el otro, con base en las incertidumbres en el pronóstico de la resistencia suministrada ( $\phi$ ).

La introducción de los factores de seguridad, o más propiamente factores de incertidumbre, permiten llevar a cabo el proceso de dimensionamiento estructural sobre una base determinista, en lugar de llevar a cabo un proceso de optimización explícita.



Bajo este esquema, el diseñador debe dimensionar la estructura para cubrir las posibilidades tanto de sobrecarga, como de subresistencia, derivadas de las incertidumbres mencionadas, mediante la expresión:

$$\phi R_n \geq \sum_{i=1}^n \gamma_i Q_i$$

en la cual:

**$R_n$**  = Resistencia nominal = valor convencional de la intensidad de una acción hipotética, ó combinación de acciones, que produce en la estructura un estado límite último. Representa el mejor pronóstico de la resistencia que podemos hacer con base en el estado actual del conocimiento.

**$Q_i$**  = Respuesta estructural = efectos internos de la sollicitación de diseño “/” obtenidos del análisis de la estructura para un posible estado de carga.

**$\sum_{i=1}^n Q_i$**  = Sumatoria de los efectos internos, para la combinación más desfavorable de “n” posibles estados de carga  $Q_i$

**$\phi$**  = Factor de reducción para cubrir incertidumbres en el valor de la resistencia nominal  $R_n$ .

**$\gamma_i$**  = Factor de amplificación para cubrir incertidumbres en el valor de los efectos de la carga

El factor de reducción  $\phi$  cubre las incertidumbres derivadas de:

- Variabilidad de la resistencia del concreto y del acero.
- Diferencias entre las dimensiones de proyecto y las realmente construidas.

- Hipótesis simplificatorias introducidas al derivar las expresiones de resistencia.

Por otra parte, el factor de amplificación  $\gamma$  cubre las incertidumbres derivadas de:

- Magnitud de las acciones ó solicitaciones.
- Combinaciones posibles de las solicitaciones.
- Hipótesis simplificatorias introducidas en el análisis para determinar los efectos de las cargas.

Es muy importante que todo proyectista de estructuras esté consciente que los factores de seguridad no son para cubrir la impericia ó la negligencia del diseñador. Su función es cubrir sólo las incertidumbres que se derivan de circunstancias que el estado del conocimiento de la profesión, ó que una situación particular de una obra no permiten superar. Tampoco protegen contra errores en la ejecución de la obra ni contra el uso de materiales de características diferentes de las consideradas en el proyecto. No pueden cubrir tampoco acciones derivadas del mal uso ó abuso de la estructura, que puedan originar efectos internos mas desfavorables que los supuestos para el dimensionamiento. En síntesis, los factores de seguridad o de incertidumbre intentan proteger sólo contra la variabilidad normal de los efectos internos, y de las resistencias suministradas. [ Meli, 1985 ].

#### **1.3.4 Acciones, solicitaciones o perturbaciones**

Entendemos por acciones, solicitaciones o perturbaciones, cualquier agente externo ó proceso autógeno interno que induce en la estructura efectos de diversa índole tales como: esfuerzos internos, deformaciones, y eventualmente daños ó deterioro físico. El cuadro sinóptico No. 1 muestra una clasificación conveniente para el estudio de las solicitaciones que comúnmente obran sobre las estructuras, las cuales describiré a continuación:

**Cargas y deformaciones impuestas** Algunos agentes externos pueden ser representados en términos de fuerzas y desplazamientos como es el caso de la acción de la gravedad, cambios de temperatura, asentamientos diferenciales y acción del viento. En la práctica, este tipo de acciones son las únicas que pueden introducirse en los cálculos necesarios para verificar la seguridad mecánica, es decir, la resistencia, estabilidad y rigidez de la estructura. Estas solicitaciones son las comúnmente denominadas cargas y deformaciones impuestas, ó restringidas, según sea el caso.

Para facilitar el cálculo de los efectos que inducen en la estructura es conveniente agrupar este tipo de acciones con base en la duración con que actúan sobre ella con intensidad cercana a la máxima, es decir, con base en la variación de la intensidad de las acciones con el tiempo. De acuerdo con este criterio, pueden clasificarse como sigue: [ CEB - FIP, 1978 ]

- **Permanentes:** Son aquellas cuya intensidad no varía ó es despreciable con respecto a su valor medio; es decir, pueden considerarse que obran en forma continua sobre la estructura. A esta categoría pertenecen el peso propio de la estructura y de los elementos no estructurales, el empuje estático de líquidos y tierras y los desplazamientos impuestos a la estructura tales como los asentamientos diferenciales de los apoyos y la contracción por fraguado del concreto.
- **Variables:** Son aquellas cuya intensidad varía significativamente con el tiempo en forma continua ó con frecuencia, pero no monotónicamente, con respecto al valor medio. Dentro de esta categoría se incluyen las cargas debidas a la ocupación y funcionamiento normal de la estructura conocidas como cargas vivas y los efectos de cambios volumétricos y de temperatura.
- **Accidentales:** Son aquellas que no se derivan de la ocupación y funcionamiento normal de la edificación. Tienen muy corta duración con respecto a la vida útil de la estructura pero con intensidades significativas. Este tipo de acciones obedecen a causas naturales, entre las cuales se pueden mencionar las acciones del viento, sismos, oleaje e inundaciones.

Es posible hacer otras clasificaciones de las cargas con base en distintos criterios, p.ej.: según su naturaleza pueden ser estáticas, dinámicas y de impacto; según su posición en el espacio pueden ser estacionarias ó móviles; sin embargo, desde el punto de vista de la seguridad mecánica de las estructuras, la clasificación más común en los reglamentos de construcción es la mencionada en los párrafos anteriores.

**Agresiones** Otro tipo de agentes externos y procesos autógenos internos que pueden inducir efectos nocivos para una estructura pero que no es posible medirlos en términos de fuerzas y desplazamientos y por lo tanto no pueden introducirse en los cálculos de la mecánica estructural son, por citar solo algunos: el ataque continuo de la atmósfera, el ataque por contaminación industrial tal como la lluvia ácida, la incompatibilidad química entre dos ó más materiales, el manejo de productos de origen animal en la industria alimenticia, el tráfico intenso de montacargas en ciclos continuos de aceleración y frenaje sobre pisos industriales y la reacción álcali - agregado cuando se dan las condiciones para que ésta ocurra. Estas solicitaciones son las asociadas directamente con la durabilidad de la estructura. Para distinguirlas de las cargas y deformaciones impuestas las designaré en este trabajo con el nombre genérico de **agresiones**.

Para organizar el estudio de las agresiones externas y de los procesos autógenos internos y sus efectos en el concreto reforzado, propongo hacer la siguiente clasificación:

- **Agresiones y procesos físicos:** A este grupo pertenecen el agrietamiento del concreto en estado fresco y endurecido, la acción de congelación y deshielo, la erosión por abrasión y por cavitación, la agresión de la urea en la industria de fertilizantes y los choques térmicos.
- **Agresiones y procesos químicos:** Este tipo de agresiones y procesos se caracterizan por la presencia de reacciones químicas que inducen la descomposición del concreto. Las más importantes son las reacciones de

ácidos y de sales de amonio y de magnesio con el concreto endurecido, la reacción de sulfatos con los aluminatos en el concreto y la reacción de álcalis con agregados reactivos en el concreto. Otros compuestos agresivos son la salmuera, el hipoclorito de calcio, la sosa cáustica, el hidróxido de sodio, el agua destilada y desmineralizada, el sulfato ferroso, los jugos de frutas y vegetales, el ácido láctico y el azúcar.

- **Agresiones biológicas:** Entre las mas importantes se pueden mencionar el crecimiento de líquenes, musgo, algas y raíces de plantas y árboles hacia dentro del concreto, vía grietas y puntos localmente débiles y el ataque de bacterias anaeróbicas en sistemas de alcantarillado y en fosas sépticas.

- **Corrosión de las barras de acero de refuerzo:** Las barras de acero embebidas en el concreto, se encuentran protegidas en forma natural contra la corrosión gracias a dos características: la barrera física que proporciona el recubrimiento contra la penetración de agua y oxígeno hacia el acero, y la barrera química llamada pasividad del acero como resultado del ambiente alcalino proporcionado por el concreto. Sin embargo, esta protección natural puede perderse cuando el concreto es de baja calidad, y cuando los recubrimientos son insuficientes. El deterioro del concreto resulta porque los productos de la corrosión ocupan un volumen mayor que el del acero, ejerciendo fuertes presiones contra el concreto que lo rodea lo que se traduce en el agrietamiento y estallamiento del mismo [ *Neville, 1984* ].

**Situaciones** Las acciones – cargas, deformaciones impuestas y agresiones – que acabo de describir pueden ocurrir bajo diferentes circunstancias en el tiempo por lo que, con el propósito de cubrir todas las etapas posibles durante la vida útil de una estructura, se distinguen las siguientes situaciones [ *CEB -FIP, 1978* ]:

- **Situaciones ordinarias** Son aquellas derivadas del uso normal de la estructura para la función originalmente prevista.

- **Situaciones transitorias** Son aquellas de naturaleza pasajera, con probabilidad de ocurrencia relativamente alta, de duración variable y no repetitivas. Típicas dentro de esta clasificación son la gran diversidad de situaciones que pueden presentarse en una estructura durante la etapa de ejecución de obra.
- **Situaciones extraordinarias** Son aquellas que no tienen su origen en la naturaleza y se presentan en casos excepcionales, prácticamente imposibles de predecir, no solo en el tiempo sino también en intensidad. Su probabilidad de ocurrencia es baja, y su duración, por lo general será corta; p.ej: eventos fortuitos como incendios, colisiones vehiculares, explosiones e impactos de aeronaves, entre otros; actos terroristas o situaciones de guerra; y cambio de uso ó abuso de la estructura por parte del dueño ó del usuario. Algunos autores designan a las situaciones extraordinarias como **solicitaciones anormales** [ Mc. Gregor, 1997 ].

**Respuesta estructural** El conjunto de parámetros físicos que describen el comportamiento de una estructura ante las acciones a que se ve sometida, constituye lo que se llama **respuesta**. Así entendido, es posible expresar la respuesta de una estructura en función de cualquier variable que se desee estudiar, como pueden ser fuerzas internas y desplazamientos.

Es evidente que, para que una estructura cumpla con seguridad con las funciones para las que está siendo dimensionada, deben imponerse límites máximos admisibles a su respuesta, con objeto de salvaguardar sus cualidades de resistencia, estabilidad y rigidez. Los procedimientos que permiten evaluar la respuesta de una estructura bajo la acción de cargas y deformaciones impuestas ó restringidas constituye la rama de las ciencias de la ingeniería que se conoce como **Análisis Estructural**.

### 1.3.5 Estados límite

Se define como **estado límite** de una estructura ó de parte de ella, a cualquier etapa de su comportamiento a partir de la cual su respuesta se considera no **satisfactoria ó inaceptable**. Algunos autores los designan también como **estados críticos**. En virtud de lo anterior, los estados límite pueden ubicarse en dos grandes categorías: estados límite últimos y estados límite de servicio.

**Estados límite últimos** Son aquellos que implican el colapso de una parte o de la totalidad de la estructura es decir, corresponden al **agotamiento definitivo** de su capacidad de carga. Estos estados límite son los asociados a las cualidades de resistencia y estabilidad de la estructura.

Estados límite de últimos de **resistencia** típicos, son:

- **Ruptura** de una sección por flexión, cortante, torsión, carga axial ó cualquier combinación de estos efectos. Conviene precisar que, los términos últimos, **agotamiento definitivo** y **ruptura**, en el contexto del formato de los estados límite, se usan sólo como un artificio para establecer factores de seguridad adecuados, y no necesariamente significan valores imposibles de rebasar.

- **Fatiga**, como consecuencia de ciclos de esfuerzos repetidos.

- **Colapso progresivo**, que ocurre cuando el colapso local de un elemento o sector, resulta en el colapso global de la totalidad de la estructura, ó de una región desproporcionadamente grande de la misma. A este respecto, conviene mencionar que no debe esperarse que ninguna estructura sea capaz de resistir sollicitaciones que pudiesen originarse por alguna causa imprevisible, pero sí debe asegurarse que no sufra daños en un grado desproporcionado con respecto al daño inicial.

Estados límite últimos de **estabilidad** típicos, son:

- **Falta de equilibrio global de la estructura como cuerpo rígido.** Este estado límite puede ocurrir si las reacciones necesarias para el equilibrio, no logran desarrollarse a causa de deficiencias en la sustentación o configuración de los elementos estructurales.
- **Pandeo de la estructura completa, ó uno de sus miembros.**
- **Transformación de la estructura en un mecanismo.**

*Estados límite de servicio* son aquellos que, aún y cuando no implican el colapso ó derrumbe de la estructura, sí afectan su correcto funcionamiento bajo la acción de las cargas de servicio previstas. Estos estados límite son los asociados a la cualidad de rigidez de la estructura. El exceder un estado límite de servicio en una estructura, usualmente conduce a una merma, ó incluso a la interrupción de su funcionamiento, como consecuencia de daños locales, ó deterioros menores, ó de malestar e inquietud de los usuarios ó del dueño.

Estados límite de servicio típicos, son:

- **Deformaciones excesivas,** para el servicio normal de la estructura.
- **Vibraciones excesivas,** que pudiesen ser molestas a los usuarios de la estructura.
- **Grietas excesivamente anchas,** en el caso de elementos de concreto reforzado que eventualmente puedan facilitar la corrosión del acero de refuerzo y el deterioro gradual del concreto.
- **Daño a elementos no estructurales** como consecuencia del comportamiento anómalo de los elementos primarios que les dan sustentación.



**Estados límite especiales** Dentro de este grupo se ubican los estados límite derivados de situaciones extraordinarias y de agresiones tales como: daños por explosiones ó colisiones vehiculares; daños por incendios; deterioro progresivo por agresiones físicas, químicas ó biológicas y deterioro progresivo por corrosión de las barras de refuerzo.

### **1.3.6 Proceso para el dimensionamiento**

En la práctica, el dimensionamiento por estados límite de elementos estructurales, se lleva a cabo principiando por calcular las dimensiones requeridas para satisfacer los estados límite últimos. Enseguida, se procede a verificar si la pieza ó estructura dimensionada, excede ó satisface los estados límite de servicio aplicables. Esta secuencia es apropiada para la mayoría de las edificaciones; sin embargo, para el dimensionamiento de algunas estructuras especiales, como pudiera ser el caso de depósitos contenedores de líquidos, en los que los requisitos de hermeticidad y estanqueidad muy probablemente controlen las dimensiones, será mas conveniente iniciar el proceso asegurando el cumplimiento de los estados límite de servicio, para después verificar que se satisfagan los estados límite últimos.

La protección de una estructura contra la posibilidad de alcanzar estados límite especiales de deterioro, se logra actualmente mediante un enfoque prescriptivo en los códigos de diseño y construcción, en virtud de que hasta la fecha no se han desarrollado metodologías lo suficientemente prácticas, como para introducirlos de manera esquemática en el formato para el dimensionamiento.

## **1.4 Vida de las estructuras**

### **1.4.1 Vida finita**

Un concepto implícito en la gran mayoría de los códigos, es que las estructuras se diseñan y construyen con el propósito de que cumplan con la misión para la cual fueron concebidas, a través de un cierto periodo de tiempo, sin ocasionar gastos excesivos ó inesperados para su mantenimiento ó reparación. Este periodo de tiempo constituye la vida útil de servicio de la estructura. Al proyectar y construir una estructura, aceptamos la premisa de que, una vez construida, tendrá una vida finita. De hecho, "nada manufacturado puede, ó se esperaría, que durara para siempre". Por lo tanto, "el problema no es si un periodo finito de vida es realista, sino ¿para qué vida útil de servicio debe diseñarse una estructura? Esto es no sólo una metáfora antropomórfica, ya que el periodo de vida útil de una estructura puede ser, en algunos casos, una de las consideraciones más importantes para su diseño" [ Petrosky, 1992 ].

### **1.4.2 Vida útil ó de servicio**

La vida útil de casi todas las estructuras podrá establecerse en función de la misión para la que estén siendo concebidas, p.ej.:

- **Estructuras para usos militares**, probablemente deban pensarse para una vida de servicio de sólo días ó semanas.
- **Estructuras para mitigar los efectos de situaciones de emergencia**, como inundaciones, del mismo orden anterior.
- **Estructuras de carácter temporal**, para albergar exposiciones en ferias comerciales, cuya vida de servicio requerida es sólo por la duración del evento.

- **Plataformas fuera de costa**, podrían diseñarse para una vida útil de veinte ó treinta años, que se estime tardará en agotarse el petróleo por extraer.
- **Edificios urbanos** destinados a usos diversos – comerciales ó residenciales – posiblemente sujetos a modas de negocios, pudieran volverse no rentables, digamos en cincuenta años.
- **Arquitecturas y obras monumentales** tales como: museos, edificios gubernamentales, bibliotecas, iglesias, presas y puentes; el público espera mayor longevidad que los edificios urbanos ordinarios, quizá del orden de siglos. Estas expectativas son el resultado de reacciones psicológicas, que relacionan directamente la función del edificio con su estructura física.
- **Una catedral**, posiblemente un milenio.

Sir Alfred Pugsley (1996) sugiere las cifras siguientes, como órdenes de magnitud de la vida de servicio para diferentes tipos de estructuras:

Edificios fabriles	40 años
Edificios de oficinas	50 años
Bodegas	80 años
Puentes de ferrocarril	80 años
Puentes carreteros	100 años
Viviendas	100 años
Edificios de departamentos	100 años
Obras portuarias	200 años
Iglesias	500 años
Catedrales	1000 años

Algunos códigos europeos especifican cuantitativamente vidas de diseño para diferentes tipos de construcciones como los códigos británicos, que para el caso de puentes, establecen una vida de diseño de 120 años mientras que para el caso de construcciones rurales, establecen una vida de diseño de tan

solo 10 años. El código modelo del Comité Euro-Internacional del Concreto [ CEB - FIP, 1978 ], distingue tres categorías de estructuras respecto de su vida útil de diseño; a saber: temporales, 5 años; ordinarias, 50 años y monumentales, 500 años. Parece ser que el consenso, no escrito, para la vida de diseño de la mayoría de las construcciones urbanas convencionales, oscila entre 50 y 60 años.

### **1.4.3 Vida real**

En la práctica, la vida de servicio de una estructura puede terminarse por varias circunstancias:

- **Obsolescencia ó envejecimiento estructural prematuro**; es decir, pérdida de la sanidad estructural por deterioro progresivo causado por deficiencias en la cualidad de durabilidad.
- **Colapso total**, como consecuencia de deficiencias en la cualidad de resistencia ó de situaciones de carácter extraordinario, no previstas en el proyecto original como incendios, explosiones ó cambios de uso ó abuso, entre otras.
- **Obsolescencia estética ó funcional prematura**; es decir, una estructura en buenas condiciones, puede llegar a ser obsoleta por necesidades de uso, espacio ó imagen, y casi puede asegurarse que, con el paso del tiempo, alguna de estas circunstancias se presentará. Por lo que respecta a este tipo de obsolescencia, parecería razonable, suponer que solo unas cuantas estructuras sobrevivirán mas de cuatro generaciones, digamos mas de cien años.
- **Término natural del periodo de vida originalmente previsto para la estructura**. En este caso, es importante hacer notar, que el llegar en forma natural al fin del periodo de vida originalmente prevista, no significa que la

estructura estará en un estado de ruina total, y que solo servirá para demolerse. Simplemente, significa que los costos futuros en que se tendrá que incurrir para conservarla en buenas condiciones de operación, probablemente se irán incrementando por encima de lo que se consideró aceptable durante el periodo de vida útil de servicio, y eventualmente, hasta niveles económicamente no justificables, contra la opción de demoler y reconstruir.

La realidad de la vida de una construcción, es que continuará en uso mientras sea redituable. Al envejecer, podrá mantener y quizá incrementar su valor, si se le ha conservado y rehabilitado oportuna y adecuadamente; o podrá depreciarse, aunque aun en este caso podría seguir siendo redituable con montos menores de renta. No existe un criterio absoluto de calidad residual mínima. Se ha podido comprobar, que usuarios de clase media ó baja, pagando rentas menores, son mas tolerantes a defectos y deterioros visibles, que usuarios de clase alta, que pagan rentas mayores.

#### **1.4.4 Vida de diseño**

Paradójicamente, aun y cuando parece lógico establecer desde las etapas de planeación y diseño un período de vida de servicio esperado que permita dimensionar la edificación de forma tal de lograr la mejor relación costo - beneficio para el dueño, esto no es una tarea sencilla en la práctica. En la gran mayoría de los casos, se imponen límites absolutos al monto de la inversión inicial, lo cual hace muy difícil el ejercicio de tratar de fijar un periodo de vida de diseño. Además, con frecuencia nadie sabrá a ciencia cierta que periodo de vida es necesaria; inclusive quienes inicialmente crean saberlo. Aun y cuando es común manejar cifras del orden de cuarenta a sesenta años, en la realidad la necesidad de la edificación podrá evaporarse en diez años ó prolongarse a cien ó mas años.

El establecer períodos obligatorios de vida de diseño en los códigos de diseño y construcción, es motivo de controversia. Esto, en virtud de que se

involucran las percepciones y expectativas del propietario o del usuario, las que son materia contractual entre ellos, el diseñador y el constructor. Además, los estados límite de durabilidad, usualmente no sobrevienen súbitamente, y por lo general, no son catastróficos.

Por estas razones, y porque los beneficios en sí mismos son muchas veces subjetivos, o muy difíciles de definir o cuantificar, en la gran mayoría de los códigos actuales de diseño y construcción, no se estipulan períodos de vida de diseño para los distintos tipos de construcciones [ Rose, 1984 ]. De lo antes mencionado podemos concluir lo siguiente:

- En la etapa de planeación de un proyecto, es muy importante persuadir al propietario, de que trate de definir sus necesidades lo mejor posible, y hacerle saber el desempeño que pudiera esperar de diferentes opciones estructurales.
- Es indudable, que para fines contables y financieros, será necesario establecer un periodo de vida de la construcción; sin embargo, es probable que este período no coincida con la realidad. Lo importante, será insistir en que el propietario incluya en sus proyecciones financieras, una partida para conservación y mantenimiento. Un monto que parece ser razonable podría fluctuar entre el 1% y el 2% anual de la inversión total inicial.
- En cualquier caso, los diseñadores deberemos siempre buscar la máxima vida en una estructura, que sea factible lograr con los recursos de que se disponga. Esto, solo podrá lograrse mediante un sólido conocimiento y comprensión de los mecanismos, y factores que afectan la durabilidad estructural, de sus efectos, y de las medidas preventivas adecuadas para evitarlos ó minimizarlos.

## **1.5 Deterioro estructural**

### **1.5.1 Etapas de la vida estructural**

El periodo de vida útil de una estructura ó edificación de concreto reforzado, puede ser dividido en cuatro grandes etapas, a saber: planeación, diseño, ejecución de obra y uso, las que se muestran esquemáticamente en el cuadro No. 2.

Es muy importante advertir que las tres primeras etapas, -- planeación, diseño y ejecución de obra -- representan una fracción de tiempo muy corta del periodo total de vida de la estructura, por lo general de uno a tres años; mientras que la etapa de uso, involucra tiempos mucho mas prolongados, que podrán oscilar entre cincuenta y cien años, dependiendo del tipo de obra. Ver 1.4.

### **1.5.2 Origen y causas**

Factores diversos, originados en las etapas de planeación, diseño y ejecución de obra, van a influir en la naturaleza y distribución de los poros en el concreto, y en los mecanismos de transporte de los agentes externos hacia el interior produciendo el deterioro del propio concreto, por acciones de tipo físico, químico ó biológico, y el deterioro de las barras de refuerzo por efecto de la corrosión. Estos procesos ó mecanismos de deterioro, son de carácter progresivo, con tendencia a agravarse con el tiempo, además de arrastrar con frecuencia, otros problemas asociados al problema inicial, pudiendo eventualmente traducirse en anomalías como: pérdida de resistencia mecánica y de rigidez; degradación superficial mas o menos profunda, que va a incidir negativamente en el aspecto externo del concreto; y agrietamiento, entre otras. En la gran mayoría de los casos, estos problemas exhiben manifestaciones externas peculiares, a partir de las cuales generalmente es posible inferir su origen y naturaleza, así como los mecanismos de los

fenómenos involucrados.

Es muy importante apuntar, que los problemas derivados de deficiencias de durabilidad, aún y cuando en la gran mayoría de los casos se hacen evidentes durante la etapa de uso, casi siempre tuvieron su origen en las etapas de planeación, diseño y ejecución de obra. Al mismo tiempo es interesante señalar, que mientras el dimensionamiento de elementos y estructuras de concreto reforzado varía hasta cierto punto de un país a otro, los materiales utilizados – cemento portland, agregados, agua y acero de refuerzo – son esencialmente semejantes, por lo que las causas fundamentales del deterioro son básicamente las mismas en todo el mundo, y los principios involucrados en su tratamiento, son también similares [ *Campbell y Roper, 1991* ]. Por otra parte, si bien es cierto que la cualidad de durabilidad de una estructura es función directa de la habilidad de los materiales para resistir la potencial agresividad físico-química y biológica del medio ambiente en que prestará servicio, también lo es que la durabilidad no solamente depende de esa resistencia a las agresiones del medio ambiente, sino también de otros factores como pudieran ser: errores de cálculo, defectos en el detallado del acero de refuerzo, errores en la concepción del comportamiento estructural y cambios en las cargas de servicio como consecuencia del mal uso ó abuso por parte del dueño ó del usuario. Todo esto, en mayor o menor grado, reduce las expectativas de vida útil de la estructura. En el cuadro No. 3 se muestra la interrelación que existe entre los múltiples factores que influyen en el deterioro y en el desempeño de las estructuras de concreto reforzado.

### 1.5.3 Estadísticas

De estadísticas europeas [ *Calavera, 1996* ] se desprende la siguiente información que, a mi juicio, no debe estar muy alejada de la realidad en nuestro país:



- Aproximadamente el 40% de los defectos, daños y deterioros que eventualmente sufren las estructuras de concreto reforzado, se originan en las etapas de planeación y diseño.
- Aproximadamente el 45% se originan en la etapa de ejecución de obra. De este 45%, las 2/3 partes corresponden a la ejecución de la obra propiamente dicha y 1/3 parte a los materiales.
- El 15% restante se origina en la etapa de operación ó uso.
- La frecuencia con que ocurren colapsos catastróficos súbitos, asociados a defectos de resistencia mecánica, es de solamente un 15%, mientras que el deterioro asociado a la durabilidad, representa el 85% del total de los casos estudiados.

Esto resulta un tanto natural y explicable, en virtud de lo expuesto en 1.3 respecto a la mayor atención prestada a los aspectos mecánicos, en el proceso de diseño estructural.

## **1.6 Durabilidad**

### **1.6.1 Durabilidad en la práctica**

Como lo apunté al principio de este trabajo, en la práctica actual del diseño se dá un marcado énfasis al desarrollo de cálculos numéricos, asociados a los aspectos de la mecánica estructural. Al dimensionar, usamos valores nominales de las cargas y estudiamos todo tipo de condiciones y combinaciones de ellas. Comparamos las acciones internas resultantes con valores de resistencia también nominales. Reconocemos las incertidumbres involucradas y en consecuencia introducimos factores de seguridad para cubrirlas razonablemente.

Al término de la etapa de ejecución de obra, se procede a entregarla al propietario para su puesta en uso u operación, con cierto potencial de durabilidad adquirido, y considerando que el nivel de seguridad seleccionado en la etapa de diseño, prevalece hasta ese momento. Pero, ¿que sucederá en 10, 30 ó 50 años a partir de esa fecha?

El inevitable proceso de deterioro progresivo, al que todos los materiales se ven sujetos, habrá reducido en mayor ó menor grado los márgenes de seguridad iniciales. Las consecuencias de esto podrán ser mas ó menos graves, si la resistencia y estabilidad de la estructura se ha visto afectada, ó si solamente se han afectado algunas características de servicio.

Se ve claramente que el concepto de durabilidad introduce el factor tiempo en las características mecánicas de resistencia, rigidez y estabilidad. Sin embargo; hasta este momento no se han ideado métodos lo suficientemente prácticos como para incorporar el concepto de durabilidad dentro del proceso de dimensionamiento por estados límite aun y cuando ha habido algunos intentos en esa dirección [ *Cusens, 1984* ]

Si bien debemos reconocer que se han logrado avances significativos en la comprensión de los mecanismos de deterioro del concreto reforzado, desafortunadamente, en la práctica, los ingenieros no diseñamos conscientemente para durabilidad como lo hacemos para resistencia, estabilidad y rigidez. Esto puede explicarse quizá en buena parte porque el nivel de responsabilidad técnica, e inclusive jurídica, es mucho mayor por lo que respecta a la seguridad de las estructuras, que a su durabilidad.

Además, desde el punto de vista de los proyectistas, el tratamiento de los conceptos de durabilidad y de vida útil no son los mas atractivos comparados con el concepto de seguridad. Según ellos, " les hace falta el glamour y el reto intelectual que representan otras áreas de la práctica profesional como es el uso de computadoras para el desarrollo de modelos analíticos y de cálculos matemáticos de gran contenido numérico". [ *Somerville, 1984* ].

## **1.6.2 Durabilidad en la Investigación**

El concepto de durabilidad tampoco ha recibido la atención que merece por parte de los investigadores por diversas razones, entre las que pueden enumerarse las siguientes [ *Somerville, 1984* ]:

- Es un problema multidisciplinario y complejo, que requiere de mucho más que ensayos convencionales de laboratorio, y de cálculos numéricos simples.
- Es un problema de largo plazo, que requiere de tiempo para adquirir experiencia y para lograr resultados. Esto puede verse agravado en virtud de que, es probable que durante ese tiempo, la tecnología y la práctica cambien, pudiendo invalidar los resultados previamente obtenidos.

También la magnitud y naturaleza de las agresiones propiamente dichas, así como los criterios de desempeño pueden cambiar con el tiempo, como ya ha sucedido en algunos casos. Dadas éstas circunstancias, puede resultar aventurado adelantar conclusiones dentro de un proyecto de investigación en proceso de desarrollo.

- La durabilidad está íntimamente relacionada con el concepto de vida de diseño, el cual es diferente para cada tipo de estructura y aún para cada propietario. A este respecto, aun nos falta mucho para llegar a una definición precisa de vida de diseño.
- Aunado a lo anterior, está el problema de los costos. La vida real de una estructura depende, además, de la calidad del diseño y de la ejecución, del nivel de mantenimiento y de posibles cambios de uso y de medio ambiente. Las asignaciones presupuestales de algunas de estas actividades, frecuentemente provendrán de fuentes distintas, lo cual complica extremadamente el establecimiento de objetivos de durabilidad en las etapas de planeación y diseño de la estructura.

- Para que cualquier cifra de vida de diseño tenga verdadero sentido, se requiere contar con la tecnología y conocimientos, que nos permitan relacionar el número especificado de años con el conjunto total de variables involucradas como son: solicitaciones, agresiones, diseño, ejecución, cambios de uso y frecuencia y eficacia de los procedimientos de mantenimiento. Dicha tecnología no existe en la actualidad para ningún material. Esto significa que todavía no somos capaces de racionalizar la vida de diseño de nuestras construcciones.
- Los conceptos de durabilidad y vida de diseño no encuadran convenientemente en ningún área convencional de la docencia de la carrera de ingeniería civil.

Todo lo anterior da una idea de la magnitud del problema. De hecho, las mismas dificultades que entrañan los conceptos de durabilidad y vida de diseño como temas de investigación, constituyen una razón más y quizá de mayor validez, para que no sean los temas más buscados por los investigadores, y consecuentemente se posponga su adopción, en términos cuantitativos, en la práctica profesional del diseño estructural.

### **1.6.3 Vida y durabilidad, fundamentales en el diseño estructural**

No obstante las dificultades anteriores, el concepto de durabilidad debe ser considerado como parte fundamental del proceso de diseño estructural. Para obtener estructuras durables, capaces de conservar su forma y cualidades de resistencia, rigidez y estabilidad originales, así como su facultad de proteger a las barras de refuerzo a través del tiempo de vida de diseño, deberán de proyectarse para soportar no solo las cargas ó acciones mecánicas previstas sin que se alcancen los estados límite correspondientes, sino también para que resistan aquellas agresiones ambientales, de tipo físico, químico ó biológico, que puedan deteriorarlas prematuramente, ó exigir para su conservación, gastos importantes de mantenimiento correctivo y reparaciones

mayores. Además, aun y cuando los conceptos de durabilidad y vida de diseño no puedan pronosticarse de una manera precisa, lo cierto es que no deben considerarse aisladamente. La durabilidad debe ir siempre ligada al concepto de vida de diseño [ *Cusens, 1984* ].

Finalmente, y dado que en una metodología racional de toma de decisiones, se deben tomar en cuenta tanto los costos en que se tendría que incurrir para el acopio de información, como para efectuar el propio análisis, y si lo complejo del problema es tal que grava excesivamente el tiempo del proyectista ó el presupuesto, como sería este caso, se hace necesario recurrir a métodos mas ortodoxos como el adoptado por el Código ACI 318-95 del Instituto Americano del Concreto [ *Rosenblueth, 1981* ].

#### **1.6.4 Enfoque prescriptivo en los códigos actuales**

Es solo hasta fechas muy recientes que, algunos códigos de construcción han prestado atención específica a los aspectos de durabilidad. Tomando en cuenta tanto el estado del conocimiento como lo complejo del problema, el enfoque básico de códigos como el ACI 318-95 es prescriptivo en términos de especificar, en lenguaje mandatorio, características que contribuyan a incrementar la durabilidad, como son: los ingredientes, los proporcionamientos y los recubrimientos, entre otras. Otros enfoques de diseño, que contemplen el binomio durabilidad - vida de servicio, no se consideran hasta este momento factibles en la práctica. [ *Somerville, 1984* ].

Es primordial hacer notar que, para mejorar significativamente el desempeño de una estructura en forma global, en lo que a durabilidad se refiere, no es suficiente satisfacer las prescripciones de códigos como el ACI 318-95 cuyo propósito es fundamentalmente la mejora de las características de los materiales.

En virtud de que la durabilidad es particularmente sensible a los detalles, es indispensable además, que desde las etapas de planeación y diseño se ponga atención minuciosa en involucrar elementos de detalle arquitectónico y estructural; procedimientos cuidadosos de construcción que permitan la

**ejecución de una obra impecable; así como recomendaciones para la inspección y el mantenimiento tanto preventivo como correctivo en la etapa de uso.**

### **1.6.5 Corresponsabilidad del propietario**

**De lo dicho anteriormente, se puede concluir que el atributo de durabilidad en una estructura, solo puede conseguirse mediante una buena planeación y diseño, una buena ejecución de obra, y un buen mantenimiento durante su vida de servicio.**

**Esto a su vez requiere, por parte de los profesionistas responsables del proyecto, un sólido conocimiento y comprensión de la respuesta de la estructura en forma global, y de los materiales en particular, al ser sometidos a las cargas, deformaciones impuestas y agresiones, a que se verá sometida durante su vida de servicio. Requiere, además, de la participación y el compromiso de todas las partes involucradas en el desarrollo del proyecto – dueño, diseñadores, proveedores de materiales, constructor, supervisores y usuario – para sujetarse a un programa de aseguramiento de calidad, con el propósito de garantizar que el producto final, la estructura terminada, satisfaga las expectativas establecidas.**

**En este esquema es importante recalcar que, una buena calidad y durabilidad no pueden alcanzarse sin la ayuda del dueño y del usuario, quienes son corresponsables con las otras partes, al permitir ó impedir el establecimiento de medidas tendientes a la mejora de la calidad en las etapas de planeación, diseño y ejecución de obra, y al implantar o no, un programa de inspección y mantenimiento continuos durante la etapa de uso de la estructura.**

**Dicho en otra forma, la responsabilidad del aseguramiento de la durabilidad de una estructura no termina al concluir la etapa de ejecución de obra. A partir de ese momento, el dueño es corresponsable de conservar la cualidad de durabilidad, a través del tiempo, durante la etapa de uso de la edificación [ Campbell y Roper, 1991 ].**

### **1.6.6 Ley De Sitter**

Lamentablemente, en nuestro medio todavía existen en forma arraigada y generalizada dos creencias erróneas; primera, que las estructuras de concreto pueden durar para siempre sin necesidad de ninguna atención posterior a la etapa de construcción; y segunda, que el logro de edificaciones de larga durabilidad requiere de inversiones mucho mayores que las ordinarias, y por lo tanto resultan prohibitivas y no justificables financieramente.

La primer creencia es errónea, ya que hasta el momento, no se tiene conocimiento de la existencia de algún material que sea totalmente inerte a las agresiones químicas, y completamente inmune al deterioro físico.

El concreto reforzado no es una excepción a lo anterior.

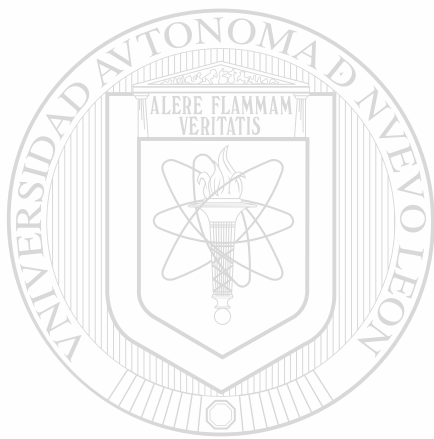
La segunda creencia por lo general también es incorrecta. Un buen diseño que tome en cuenta las agresiones ambientales, no es necesariamente mas caro que un diseño que las ignore. El costo de los ingredientes para fabricar un buen concreto no es mayor que el costo de los mismos ingredientes dentro de un concreto pobre. La ejecución con obra de mano calificada, y adecuadamente supervisada y planificada, no tiene costos inherentes adicionales, e inclusive – bien administrada – pudiera llegar a ser menor que el de una obra desordenada, al minimizar tiempos muertos y gastos imprevistos.

Es al hacerse necesario llevar a cabo trabajos de mantenimiento correctivo a construcciones originalmente de baja calidad, cuando se incurre en gastos adicionales importantes.

Se puede afirmar, que las medidas preventivas en las etapas de planeación y diseño, ó las correctivas tomadas a edades tempranas para detener problemas incipientes de deterioro detectados a tiempo, serán mas fáciles de ejecutar, mas eficaces, mas durables y sobre todo, mucho menos costosas que las medidas necesarias para tratar de detener un proceso de deterioro que haya alcanzado proporciones epidémicas.

**W. R. De Sitter propuso en 1983 su conocida ley de los cinco, la cual expresa lo anterior en forma por demás objetiva, como sigue: Cada peso invertido en las etapas de planeación y diseño, dará un rendimiento equivalente a 5 pesos invertidos en la etapa de ejecución de obra, y a su vez equivalente a 25 pesos invertidos en la etapa de deterioro incipiente, y a 125 pesos invertidos en la etapa de deterioro avanzado. Ver Gráfica No. 1 [ *Do Lago, 1997* ].**

**No es necesario debatir acerca de si la regla de los cinco de De Sitter es absolutamente correcta ó si debiera de ser ley de los tres ó ley de los cuatros; lo que sí queda claro es que la forma mas redituable de lograr una estructura durable es mediante un buen diseño y ejecución de primera intención.**



# UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



## CAPITULO 2

### LAS FALLAS ESTRUCTURALES

#### 2.1 La ingeniería estructural: ciencia y arte

**La ingeniería estructural es la ciencia y el arte de diseñar y manufacturar, con economía y elegancia, edificios, puentes, entramados y otras estructuras semejantes, de tal forma que sean capaces de resistir con seguridad las fuerzas a que podrían verse sujetas [ ISE, 1989 ].**

La ingeniería estructural es realmente ciencia y es arte. Es arte porque la concepción de una estructura es crear algo nuevo, algo que antes no existía. Concepción que debe surgir de un conocimiento profundo, abstracto, del fenómeno acción - respuesta, y de la mayor o menor aptitud resistente de las diferentes formas estructurales.

Es hasta después que el ingeniero artista imaginó las formas y proporciones buscadas, cuando el ingeniero científico usará rigurosamente la herramienta del cálculo estructural, para comprobar si son aptas para soportar las solicitaciones a que habrá de estar sometida.

La idea del diseño – el crear algo que no existía – es esencial a la ingeniería, cuya principal razón de ser no está en el mundo existente del científico, sino en el mundo que los mismos ingenieros creamos.

“Por eso, el diseñar, aun cuando solo sean estructuras, si bien tiene mucho de ciencia y de técnica, tiene mucho más de arte, de sentido común, en el oficio de la creación de formas estructurales, a las que el cálculo solo añadirá los últimos toques para asegurar su capacidad resistente” [ Torroja, 1960 ].

## **2.2 Concepto de falla**

El atributo de seguridad es, sin duda, el más importante de los que debe poseer una estructura, ya que la excelencia en funcionalidad, economía o estética, no podrían nunca compensar la pérdida de una sola vida humana como consecuencia del eventual colapso de la construcción.

El concepto de falla es fundamental para entender la ingeniería, ya que el diseño ingenieril tiene como su primer y principalísimo objetivo, el evitar las fallas (\*) [ *Petrosky, 1992* ].

Etimológicamente fallar proviene del latín fallere cuyo significado es engañar, desilusionar, frustrar. Según el diccionario de la Real Academia Española, falla se define como: defecto; anomalía; deficiencia; falta; no corresponder una cosa al efecto que se esperaba de ella; defecto material de una cosa que merma su resistencia. De la misma familia de vocablos es la palabra falible que significa que puede fallar.

Extrapolando a la ingeniería civil las definiciones anteriores, generalmente se acepta que ocurre una falla cuando cualquier proyecto, instalación o construcción, no se desempeña de acuerdo con la intención original del dueño, del proyectista o del constructor.

En este contexto, la palabra falla no necesariamente implica un evento catastrófico. Tampoco significa necesariamente el colapso, derrumbe, caída ó ruina total de un edificio, de un puente ó de cualquier construcción que se traduzca en la pérdida de vidas humanas ó de bienes materiales. La connotación generalmente aceptada de falla se puede expresar en cualquiera de las siguientes acepciones:

- Discrepancia entre los resultados esperados de un proyecto, y los que en realidad se obtienen.

---

(\*) "evitar las fallas" se dice aquí en sentido figurado. En realidad se da a entender reducir a un mínimo la probabilidad de falla dado que, con rigor científico, es imposible dimensionar una estructura con probabilidad de falla igual a cero.

- **Cualquier defecto, disfunción, anomalía o imperfección, que ocurra durante la vida de una estructura, y que ocasione una respuesta que no corresponda con la esperada originalmente; o más específicamente...**
- **Comportamiento estructural anómalo, que no concuerda con las expectativas previstas en el diseño original, comportamiento que hace necesario llevar a cabo reparaciones, en mayor ó menor grado; ó también...**
- **Incapacidad de una estructura en forma global, ó de cualquiera de sus elementos en forma individual para desempeñar satisfactoriamente de acuerdo con las expectativas del proyecto original, las funciones a las que estaba destinada la estructura terminada.**

### **2.3 Posibilidad finita de falla**

Diariamente ocurren fallas con mucho mas frecuencia de lo que nos damos cuenta ó admitimos. Las consecuencias podrán variar desde insignificantes hasta sumamente graves; p. ej.: ocurre una falla al sobregirarse nuestra cuenta bancaria; al salir tarde nuestro medio de transporte; al fracasar un matrimonio; al perderse un caso en los tribunales; al colapsarse un edificio; al morir un paciente.

Todo aquel que fabrica ó construye algo, reconoce que cualquier obra tiene la probabilidad de resultar mal. Si se consideran los efectos del uso y de los fenómenos naturales, ninguna estructura es -- ni puede hacerse -- cien por ciento segura. Mas bien lo que se busca es una baja probabilidad de falla.

Este planteamiento implica un riesgo que, consciente ó inconscientemente, corre el usuario de una construcción ó la sociedad en conjunto. Cada actividad del hombre representa un riesgo, pero la sociedad en que vivimos acepta diferentes niveles de riesgo, o ciertos tipos de falla, no necesariamente en función de sus consecuencias; p. ej.: el que viaja en autobús se encuentra muchas veces mas expuesto a un accidente que al ir de compras a una plaza

comercial o al visitar a su médico dentro de un edificio de consultorios. Sin embargo, ante la eventualidad del colapso del edificio comercial o del edificio de consultorios, la sociedad sería mucho más enérgica que al enterarse de cuantas muertes por año suceden en carreteras, no obstante que para un mismo periodo, los daños y la pérdida de vidas son mucho mayores en accidentes de carreteras, que en edificios colapsados.

El proceso de diseño de una estructura puede verse como un conjunto de hipótesis, explícitas ó implícitas, de que no fallará durante su vida de diseño prevista, siempre y cuando se le utilice para la función para la que fue concebida. De hecho, la estructura en sí misma es una hipótesis, cuya validez se confirma diariamente, pero que no será prueba ni garantía, sino hasta el término del periodo de vida originalmente previsto. Sin embargo, ante el acontecimiento de una falla de la estructura, bajo situaciones ordinarias, no habría la menor duda que nuestra hipótesis fue incorrecta.

De todo lo dicho, resulta muy importante no solo el estar conscientes, sino el hacer saber a la sociedad, que cualquier estructura tiene – o tendrá – una probabilidad finita de falla, ó como lo expresa Petrosky (1992): “una estructura verdaderamente a prueba de fallas es una quimera”, y continúa diciendo: “la Ingeniería es una tarea humana y por lo tanto está sujeta a fallas. Si el hombre es falible, así serán sus construcciones”.

---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

#### **2.4 Tipos de fallas**

Las fallas estructurales, aún y cuando de ninguna manera son deseables, siguen siendo una de las fuentes de aprendizaje más importantes, ilustrativas, y útiles para los ingenieros. Por lo tanto, para estar en posibilidad de capitalizar las lecciones que se derivan de ellas, es conveniente, disponer de una clasificación que permita su estudio en forma ordenada y sistemática, y así contar con elementos para tratar de evitarlas en proyectos subsecuentes.

Un primer nivel de clasificación de las fallas estructurales, es el que las separa en dos grandes grupos: fallas catastróficas y fallas no catastróficas. Otra clasificación semejante, es la que las agrupa en fallas primarias y fallas

secundarias, según se haya visto afectado alguno de sus atributos esenciales, como su seguridad; ó solo se haya fallado en expectativas secundarias, tales como los programas de ejecución de obra ó las estimaciones de costos.

#### **2.4.1 Perspectivas para clasificación**

Un mejor sistema para clasificación de los tipos de fallas, será aquel que tome en cuenta las necesidades de los distintos grupos interesados. Con esta base, a través del tiempo, las fallas se han clasificado dentro de varios esquemas, dependiendo de la perspectiva de las partes involucradas en un proyecto específico [ Chesson, 1986 ].

Dado que en cada caso, el grado de participación de las distintas partes es único, y ocurre en diferentes momentos durante la vida de una edificación, es comprensible que los esquemas de clasificación, enfatizan aspectos distintos, y que algunos de ellos se hayan establecido con bases no siempre lógicas ni consistentes. Como ejemplos, se pueden citar:

- **Perspectiva del propietario** cuyo interés será probablemente el identificar fallas asociadas al mal desempeño de los proyectistas y de los constructores.
- **Perspectiva de las compañías aseguradoras** las que requieren clasificaciones de fallas que les permita establecer sus primas por seguros, para amparar distintos riesgos.
- **Perspectiva de los cuerpos de auxilio y rescate** cuyas necesidades de clasificación deberán ser acordes con su misión de salvar vidas. El proteger bienes materiales, ó preservar evidencias, en este caso pasan a segundo término.

- ***Perspectiva de las autoridades de obras públicas*** su interés seguramente será el de clasificar los tipos de fallas con base en el nivel de riesgo para la seguridad pública.
- ***Perspectiva de los contratistas y constructores*** el interés primario de este gremio seguramente es el de ordenar las fallas según las anomalías en la calidad de los materiales, obra de mano y situaciones transitorias frecuentes en la etapa de ejecución.
- ***Perspectiva de los arquitectos e ingenieros proyectistas*** En este caso, el interés primario es el de identificar fallas que impliquen comportamientos anómalos de carácter técnico y funcional. Así, podrán proponerse clasificaciones con base en:
  - **Atributo de la estructura que se ve afectado** p.ej.: fallas de funcionalidad, de seguridad ó de durabilidad.
  - **Etapa de la vida de la estructura en la que se originen** p.ej.: fallas originadas por errores en la etapa de diseño ó de ejecución ó de uso.

---

• **Tipo de construcción afectada** p.ej.: fallas en edificios industriales, en edificios institucionales, en puentes ó en presas. ®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

- **Tipo de acciones, agresiones ó situaciones que las originan** p.ej.: fallas por ataque de sulfatos, fallas por cargas de viento ó fallas por incendio.

Para los fines de este trabajo, adoptaré la clasificación de fallas con base en la etapa de la vida de la estructura en la que se originan, de acuerdo con la terminología que describiré en el Capítulo 3.

## **2.5 Causas de las fallas**

Después de lo expuesto, surgen en forma natural las siguientes preguntas: ¿Cuál es la causa última de las fallas estructurales? ¿Por qué continúan ocurriendo? ¿Que podemos hacer para evitarlas?. En general, se distinguen dos causas de las fallas [ Vannoy y Bell, 1986 ], a saber...

### **2.5.1 Causa técnica**

Es la explicación real del fenómeno ó de los fenómenos físicos así como de los mecanismos asociados en el desarrollo de la falla.

### **2.5.2 Causa de procedimiento o de conducta**

Es el error, ó los errores humanos, que permitieron que se desencadenaran los fenómenos físicos que dieron origen a la falla. Actualmente, se reconoce que la causa original de las fallas estructurales, es el error humano [ Kaminetzky, 1991 ].

---

## **2.6 El Error humano**

Etimológicamente, la palabra error proviene del latín: **errare** que significa extraviarse; desviarse; acción de apartarse del camino correcto. Según el diccionario de la Real Academia Española, **error** se define como: concepto equivocado ó juicio falso; acción desacertada ó equivocada; cosa hecha erradamente.

En la práctica de la ingeniería estructural se define **error** como una **desviación significativa, no intencional, de la correcta práctica profesional aceptada**, entendiendo por **correcta práctica profesional**, aquella que es aceptada por la mayoría de los expertos, reconocidos en la rama del

conocimiento ó del saber humano correspondiente [ *Hadipriono y Lin, 1986* ].

Los errores no pueden evitarse, porque provienen directamente de la forma en que trabaja la mente humana; es decir, son inherentes a toda actividad del hombre. Cuando cometemos errores, lo hacemos creyendo que estamos en lo correcto; es decir, no lo hacemos deliberadamente ó a propósito. Lo hacemos involuntariamente.

En un sentido estricto, todas las fallas – con excepción de lo impredecible – provienen de errores humanos, en virtud de que, en cualquier secuencia de eventos antecesores, todas las actividades tendrán algún componente humano, ó seguramente será posible rastrear la existencia de alguna intervención humana en algún momento.

Por lo tanto, no son ni los materiales ni las estructuras las que fallan. Tanto los unos como las otras, obedecen perfectamente las leyes de la naturaleza, que los ingenieros por error, no pudimos entender. Indebidamente nos referimos a fallas del concreto, fallas del acero, fallas del suelo, cuando en realidad todas ellas son fallas humanas. [ *Kaminetzky, 1991* ].

A la fecha, los eventos que pueden ser catalogados como fortuitos, de fuerza mayor ó impredecibles son realmente pocos, en virtud del avance alcanzado en las técnicas de pronóstico de los fenómenos naturales con bases estadísticas; p.ej.: ahora podemos predecir con mayor confiabilidad, fenómenos tales como sismos y vientos mediante la técnica de períodos de retorno. Solo quedan como impredecibles, contingencias naturales tales como impactos meteóricos y erupciones volcánicas y eventos no naturales como explosiones, actos terroristas y colisiones vehiculares, entre otros.

### **2.6.1 El error: causa primigenia de las fallas**

El reconocimiento de la importancia del error humano como el factor mas significativo en detrimento de la seguridad estructural se viene dando desde fines de la década de los años setenta y principios de los años ochenta.

A partir de entonces, se han abierto líneas de investigación científica en diversos países, en afán de conocer la forma como trabaja la mente humana,



el como comete errores, y el como puede identificarlos. Una excelente colección de trabajos en torno al error humano, con énfasis en las actividades propias de la ingeniería estructural, se publicó en 1986 por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles [ASCE, 1986].

Por el momento, bástenos concluir que:

- No existen proyectos cien por ciento perfectos en su diseño, ejecución y operación. Un examen e inspección minuciosos, seguramente descubrirá errores menores de acción u omisión, cometidos por parte de alguna ó algunas de las personas participantes, aun en los proyectos mejor planeados y ejecutados. Se esperaría que los efectos de tales errores no se combinaran en forma tal que llegasen a desencadenar una falla catastrófica.
- También se cometen errores mayores, los que generalmente conducen a pérdidas importantes de tiempo, dinero, prestigio, e inclusive pérdida de vidas humanas.
- Si bien es cierto, que si examinamos a posteriori los errores cometidos en el pasado, seguramente concluiremos que la mayoría de ellos pudieron haberse evitado, también es cierto -- aunque resulte paradójico -- que es imposible evitar todos los errores futuros.
- Lo único que sí podemos y debemos hacer, es tratar de reducir a un mínimo tanto la cantidad, como la gravedad de los errores mediante la adopción de técnicas de verificación y aseguramiento de calidad acordes con las características de cada proyecto en particular.

### **2.6.2 Actitudes para minimizar errores**

Si aceptamos la premisa que el origen primero de las fallas es el error humano, deberemos concluir que la única forma de atacar el problema en sus

raíces, y trascender en el mediano y largo plazo, es inculcando -- en todas las partes que intervienen --, el hábito de conducir todas sus actividades bajo las siguientes cuatro actitudes permanentes [ Kaminetzky, 1991 ]:

**Educación** Autoinstrucción continua en los avances tecnológicos y aprendizaje de experiencias pasadas: de errores propios y de otros.

**Adiestramiento** Adquisición de destreza y habilidades para identificar problemas potenciales y para resolverlos.

**Esmero** Proceder con sumo cuidado y atención diligente en hacer las cosas con perfección.

**Experiencia** o aprendizaje derivado de la práctica continua.

## 2.7 Aspectos jurídicos

Aun y cuando el propósito de este trabajo es eminentemente técnico, creo que es conveniente mencionar, aunque solo brevísimamente, las responsabilidades profesionales que desde el punto de vista jurídico tenemos los ingenieros de acuerdo con las leyes de nuestro país.

### DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

La Constitución Mexicana en su artículo 5º establece, que a ninguna persona puede prohibirse que se dedique a la actividad que le plazca, siendo lícita; pero también establece que la ley podrá restringir la práctica de ciertas actividades a los que no tengan título debidamente registrado para el desempeño de su profesión, y en la correspondiente ley reglamentaria se enumeran aquellas profesiones que requieren título para su ejercicio. Dentro de este contexto, **profesionista** es aquel que por vocación especial, consagra su actividad a una rama del saber humano para el servicio de los demás [ Universidad La Salle, 1972 ].

Implica la posesión de cualidades morales, intelectuales y una preparación superior a la común. La categoría conferida por un título profesional, no debe verse como un don personal para provecho particular, sino como una seria responsabilidad social que implica además de la honorabilidad, del altruismo, y de la abnegación, un estudio constante para mantenerse al día en las cuestiones profesionales.

Estas cualidades se reflejan en nuestras leyes, que resaltan y exigen del profesional niveles de responsabilidad y servicio que no son obligación de los no profesionales.

### **2.7.1 Disposiciones legales aplicables**

Dentro del marco jurídico de nuestro país, las disposiciones legales aplicables al ejercicio profesional son las siguientes:

- **Ley Reglamentaria del Artículo 5° Constitucional**, relativa al Ejercicio de las Profesiones en el Distrito Federal, aplicable para toda la República en materia federal, conocida en forma abreviada como "Ley de Profesiones" publicada en el Diario Oficial de la Federación el 26 de mayo de 1945 y sus reformas del 2 de enero y 23 de diciembre de 1974 y del 22 de diciembre de 1993. Las Legislaturas de los Estados tienen la facultad de aprobar su propia Ley Reglamentaria.
- **Reglamento de la Ley Reglamentaria del Artículo 5° Constitucional.**
- **Código Civil para el Distrito Federal en Materia Común y para toda la República en Materia Federal, Arts. 2606 al 2615.**
- **Por su semejanza con el Contrato de Mandato**, le son aplicables supletoriamente las reglas correspondientes a este último, de acuerdo con las ejecutorias y jurisprudencia definida en la Suprema Corte de Justicia de la Nación.

- **Título decimosegundo y capítulo VII del Título decimotercero del Código Penal para el Distrito Federal en materia común y para toda la República en materia federal.**

## **2.7.2 Obligaciones del profesionista**

La Ley de Profesiones, en su artículo 33 establece que el profesional está obligado a poner todos sus conocimientos científicos y recursos técnicos al servicio de su cliente así como al desempeño del trabajo convenido.

**Contrato de prestación de servicios profesionales** Esta figura se reguló por primera vez como un contrato típico, en el Código Civil de 1884 bajo la denominación de **Prestación de servicios profesionales**. Es un contrato por el cual, una persona llamada **profesor**, se obliga a prestar sus servicios profesionales, técnicos, científicos ó artísticos en beneficio de otra llamada **cliente**, quien a su vez se obliga a pagar los honorarios convenidos.

Este contrato nunca es traslativo de dominio, en virtud de que el profesor presta servicios que pueden ser solo intelectuales, como resolver consultas o dar asesoramiento. Son obligaciones de todo profesionista las siguientes

[ *Pérez Fernández, 1996* ]:

- **Realizar el servicio de acuerdo con lo contratado** Dependiendo de la naturaleza y tipo de servicio, el profesionista debe prestarlo en la forma, tiempo y lugar convenidos.
- **Desempeñar el trabajo personalmente** En virtud de que el contrato de prestación de servicios profesionales se realiza tomando en cuenta las cualidades inherentes a la persona como son seriedad, responsabilidad, alto sentido ético y capacidad técnica, las cuales normalmente constituyen el motivo determinante de la voluntad para la celebración del contrato, el profesionista está obligado a realizarlo personalmente y, en caso de abandono, pagar los daños y perjuicios que se llegasen a causar al cliente.

- **Responder de los daños y perjuicios por negligencia, impericia ó dolo** La responsabilidad civil del profesionista puede ser contractual o extracontractual. La primera la establece el Artículo 2615 del Código Civil que estipula: "El que preste servicios profesionales solo es responsable hacia las personas a quienes sirve por negligencia, impericia ó dolo, sin perjuicio de las penas que merezca en caso de delito".

Por su parte, la Ley de Profesiones en su artículo 34, para calificar si en la conducta del profesionista hubo negligencia, impericia ó dolo, establece los siguientes criterios:

- **Si el profesionista procedió correctamente dentro de los principios científicos y técnica aplicables al caso y generalmente aceptados dentro de la profesión de que se trate;**
- **Si el mismo dispuso de los instrumentos, materiales y recursos de otro orden que debieron emplearse, atendidas las circunstancias del caso y el medio en que se preste el servicio;**
- **Si en el curso del trabajo se tomaron todas las medidas indicadas para obtener buen éxito;**
- **Si se dedicó el tiempo necesario para desempeñar correctamente el servicio convenido, y**
- **Cualquiera otra circunstancia que en el caso especial pudiera haber influido en la deficiencia o fracaso del servicio prestado.**

La responsabilidad extracontractual nace de la realización de todos los hechos ilícitos, imputables al profesionista, que causen daños ó perjuicios en el patrimonio de terceros que no han intervenido en el contrato.

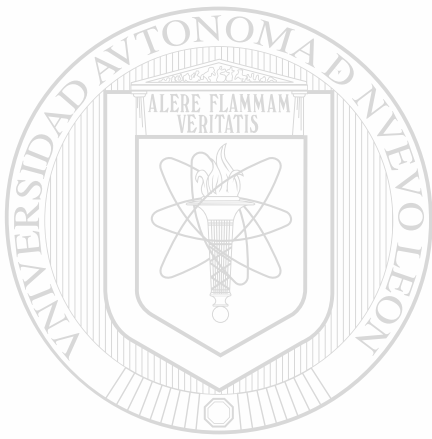
- **Guardar el secreto profesional** En el desempeño de sus trabajos, los profesionistas son depositarios de los secretos de sus clientes quienes confían en la certeza de que serán escuchados y guardados con absoluta discreción [ Artículo 36, Ley Reglamentaria, 1997 ].
- **Dar aviso oportuno al cliente cuando no puede continuar prestando sus servicios** Independientemente de la obligación moral que tiene de realizar personalmente sus servicios, debe informar a su cliente, en caso de que no pueda continuar con el servicio para que éste lleve a cabo la oportuna y adecuada sustitución.

### 2.7.3 Obligaciones del cliente

Junto a la serie de obligaciones y responsabilidades del profesionista, por justicia conmutativa y social, la ley le otorga el derecho a una retribución por sus servicios, denominada honorario, y al cliente la obligación de pagarla. En general las obligaciones del cliente son:

- **Satisfacer los honorarios** En un contrato de prestación de servicios profesionales pueden señalarse libremente los honorarios, siempre y cuando no sea obligatoria la aplicación de un arancel. Cuando por alguna razón los honorarios no se hayan estipulado en el contrato ni si encuentren regulados por un arancel, el Artículo 2607 del Código Civil establece que se fijarán "atendiendo juntamente a las costumbres del lugar, a la importancia de los trabajos prestados, a la del asunto ó caso en que se prestaren, a las facultades pecuniarias del que recibe el servicio y a la reputación profesional que tenga adquirida el que lo ha prestado". Por otra parte, el Artículo 2613 establece que los honorarios deberán ser satisfechos por el cliente "cualquiera que sea el éxito del negocio ó trabajo" encomendado al profesionista, "salvo convenio en contrario".

- **Reembolsar los gastos realizados en la prestación del servicio** Es obligación del cliente dotar al profesionalista de las expensas necesarias para la prestación del servicio encomendado. En caso de que el profesionalista tenga que hacer gastos de su peculio, éstos tendrán que ser reembolsados de inmediato por el cliente ó en el plazo convenido cuando éste exista.



# UANL

---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

## Capítulo 3

### ANALOGIA CON LA MEDICINA

#### 3.1 Origen. Beneficios

Un tratamiento muy interesante al problema de las fallas estructurales y sus correspondientes medidas preventivas y correctivas, fue propuesto en Francia por Henry Lossier (1952), quien publicó su libro titulado "La Pathologie du Béton Armé", e introducido en España en la década de los años setenta, por el Profr. Manuel Fernández Cánovas de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid. Este enfoque fue difundido en México por esa misma época, y consiste en adoptar la terminología de uso común en la medicina, en torno al estudio, tratamiento y prevención de las enfermedades del ser humano y establecer una analogía, con el estudio, tratamiento y prevención de las fallas de las estructuras de concreto reforzado. En mi opinión esta analogía es afortunada, dado que además de resultar sumamente ad-hoc, tiene ventajas importantes como:

- Facilita la comprensión del concepto de falla estructural y el de su prevención y corrección.
- Facilita la comprensión de los conceptos de durabilidad y de vida útil de las estructuras así como de sus diferentes etapas.
- Incorpora al léxico de la construcción vocablos de la concisión y claridad necesarias para designar los conceptos mencionados.
- Mantiene la pureza del lenguaje.



Por lo anterior, me permitiré recogerla en este capítulo y usarla en lo que resta de este trabajo.

### **3.2 Gestación. Crecimiento. Vida adulta**

Una estructura puede semejarse a un ser humano, en las distintas etapas de su vida: gestación ó planeación y diseño; crecimiento ó ejecución de obra y vida adulta u operación ó uso.

La fortaleza, durabilidad y sanidad de una estructura, al igual que la de un ser vivo van a depender de los cuidados que se hayan tenido con ella desde su gestación (planeación y diseño) pasando por su crecimiento (ejecución) y posteriormente durante su vida adulta (uso) mediante un buen programa de inspección y mantenimiento.

Las estructuras – como los seres vivos – con el paso del tiempo envejecen en un proceso continuo y progresivo de deterioro, el cual podrá ser mas ó menos lento o acelerado, de acuerdo con su adecuación a las agresiones que el medio impone sobre ellas, tales como el calor, la humedad, las lluvias y las heladas. Además, las estructuras tienen que soportar acciones de tipo mecánico que pueden cansarla, fatigarla e incluso lastimarla [ *Fernández Cánovas, 1994* ].

### **3.3 Enfermedades y lesiones**

Al igual que ocurre con las personas, hay estructuras sanas y estructuras enfermas. Estas últimas son las que han tenido un desarrollo poco feliz, bien por defectos de gestación (planeación y diseño) ó bien por pocos cuidados y vigilancia en su crecimiento (ejecución) ó durante su vida adulta (uso u operación).

Las distintas manifestaciones patológicas externas ó signos visibles de daños, defectos, deterioro, y en general de cualquier alteración morbosa sufrida por una estructura reciben el nombre genérico de **lesiones o disfunciones** según sea el caso

Al manifestarse las primeras lesiones ó disfunciones, será aconsejable poner las estructuras que las padecen bajo vigilancia continua a fin de actuar con oportunidad antes de que la enfermedad continúe con su proceso evolutivo, y adquiera proporciones epidémicas que puedan llevar a la estructura a un estado límite.

Con base en el análisis de los síntomas registrados en la historia clínica del paciente, se podrán determinar las causas mas probables de la enfermedad y por ende, la terapia mas idónea a emplear en cada caso.

El estudio de la historia clínica es fundamental. Debe incluir una copia de los documentos de la obra, es decir; dibujos constructivos, memorias de cálculos estructurales, especificaciones para la construcción, bitácora de obra, registros de modificaciones de campo, reportes de laboratorios de control de calidad de materiales, y estudios de mecánica de suelos, entre otros. Es también necesario conocer a detalle el uso que se le ha dado a la estructura, sobrecargas, y situaciones extraordinarias a las que pudiese haber estado sometida.

En algunos casos podrá requerirse recurrir a instituciones especializadas en materiales para el análisis y ensaye de muestras, a fin de conocer el origen probable de las lesiones o disfunciones que presenta la estructura, difícil de determinar si no se dispone de los recursos adecuados para ello. [ *Fernández Cánovas, 1994* ].

### **3.4 Tratamientos e intervenciones**

Debe tenerse presente que no siempre será posible devolverle la salud al enfermo, pues podrán presentarse casos de severidad variable; p.ej.:

- Lesiones leves ó de poca importancia, y en sectores muy localizados que no afectan al resto de la estructura, y las que mediante la prescripción acertada de un medicamento -- reparación ó restauración -- evolucionarán favorablemente.
- Lesiones severas, pero no afectando globalmente a la estructura, como pudiese ser el caso de daños por corrosión de las barras de refuerzo. Estos casos son semejantes a un cáncer de difícil solución pero que, quizás con la amputación de algunos de los miembros afectados y la sustitución de éstos por otros resistentes al medio -- reconstrucción parcial -- se podrá detener el avance del problema.
- Lesiones severas y extensas que requieran la puesta fuera de servicio y desocupación inmediata de la edificación pero que todavía es factible su rehabilitación.
- Lesiones de gravedad y extensión tal que exista el riesgo de colapso inminente y que por lo tanto ya no será posible cambiar su evolución, estando por consiguiente el enfermo condenado a morir es decir, la estructura condenada a su demolición.

Las fallas mencionadas interfieren con el buen comportamiento de la estructura a través del tiempo. En la práctica, lo que nos preocupa es el asegurar un desempeño satisfactorio de la estructura a lo largo de un periodo de tiempo suficientemente grande: su vida de diseño ó vida útil prevista. Este desempeño en el tiempo, podrá lograrse mediante un nivel de durabilidad adecuado adquirido inicialmente, ó mediante intervenciones practicadas a una no muy buena estructura tales como: reparaciones, reconstrucciones parciales, refuerzos, reestructuraciones ó rehabilitación general en caso necesario.

Con la rehabilitación de las estructuras se pretende conseguir, en un momento dado de la vida de éstas, restituir ó aumentar su resistencia a las sollicitaciones mecánicas y a las agresiones, a fin de que puedan llegar al final

de su vida útil prevista, con la capacidad requerida originalmente, como se muestra en la Gráfica No. 2.

### **3.5 Patología, terapéutica y profilaxis estructural**

Continuando con la adopción de términos médicos al léxico Ingenieril, se define **patología estructural** como el estudio sistemático y ordenado de los síntomas, mecanismos, causas y orígenes de los defectos, deterioro y daños que sufren las construcciones para que estos puedan diagnosticarse y tratarse con propiedad. En el cuadro No. 4 se representan esquemáticamente y de manera sintética los pasos a seguir en todo proceso patológico para llegar a la solución mas adecuada según sea el caso.

De manera semejante, se define **terapéutica estructural** como el estudio del tratamiento ó medidas necesarias para la solución de los problemas patológicos de las construcciones. Para que las medidas correctivas resulten exitosas, es necesario que previamente se tenga un diagnóstico bien definido del problema.

Similarmente, se define **profilaxis estructural** como el conjunto de medidas preventivas que deben ser tomadas en las construcciones nuevas desde las etapas de planeación, diseño y ejecución de obra a fin de preservarlas de defectos y deterioro prematuro. La aplicación de dichas medidas preventivas se debe hacer con base en el diagnóstico correcto de problemas semejantes ocurridos en obras similares. Las fuentes para el conocimiento de casos patológicos previos, son: la bibliografía existente que actualmente es extensa, la asistencia a seminarios y congresos que se organizan sobre el tema, la suscripción a revistas técnicas especializadas y la propia experiencia.

### **3.6 Ingeniería forense**

La ingeniería civil forense se define como la aplicación de la ciencia y el arte de la ingeniería, dentro del sistema judicial del país, para dar solución a

controversias legales, surgidas a raíz de fallas ocurridas en construcciones diversas, para lo cual se requiere de la participación de peritos profesionales legalmente calificados. El ejercicio de la ingeniería forense incluye el desarrollo de actividades como: Investigación de la ó las causas técnicas de fallas, catástrofes, accidentes y en general de eventos motivo de demandas y litigios; preparación de dictámenes técnicos periciales; ofrecimiento de testimonios en audiencias de juicios civiles ó penales; y emisión de opiniones técnicas para auxiliar en la resolución de disputas en las que pudieron verse afectadas personas en sus vidas o en sus bienes.

En el desempeño de sus funciones, el Ingeniero civil forense lleva a cabo autopsias a los distintos tipos de construcciones afectadas, con el propósito de averiguar la ó las causas técnicas de la falla que se haya presentado. Eventualmente podrá ser solicitado para dar su opinión respecto a la imputabilidad ó responsabilidad -- causa de conducta -- de la falla sujeta a investigación.

Finalmente, debe mencionarse que, aun y cuando tradicionalmente se asocia la ingeniería forense a procesos judiciales y de hecho representa un papel muy importante en los tribunales; en la práctica, el ingeniero civil forense presta múltiples servicios al margen de disputas legales, por ejemplo, actuando como ingeniero patólogo y terapeuta, consultor en proyectos de reparación, rehabilitación o refuerzo de estructuras dañadas ó deterioradas [ Ward, J., 1986 ].

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

## CAPITULO 4

### LA PATOLOGIA ESTRUCTURAL

#### 4.1 Categorías para su estudio

Con el propósito de llevar a cabo en forma ordenada el estudio de los síntomas, mecanismos, causas y orígenes de los distintos tipos de fallas, adoptaré la clasificación de las mismas con base en la etapa de la vida de la estructura en la que se originan, como lo mencioné en el apartado 2.4.1.

Desde esta perspectiva tendremos: fallas originadas en las etapas de planeación y diseño; fallas originadas en la etapa de ejecución de obra y fallas originadas en la etapa de uso u operación de la estructura; correspondiendo a cada uno de esos grupos, sendas anomalías, imperfecciones ó disfunciones de acuerdo con las siguientes definiciones:

##### 4.1.1 Defectos

Menoscabo, detrimento o trastorno que sufren las características de una estructura, como consecuencia de errores u omisiones cometidos en las etapas de planeación y diseño, ó en la etapa de ejecución, aun y cuando se descubra posteriormente a la recepción de la obra por parte del propietario.

A las fallas originadas en las etapas de planeación y diseño las llamaré **defectos congénitos**, mientras que a las originadas en la etapa de ejecución de obra, **defectos adquiridos**. En el lenguaje jurídico; se les identifica como **vicios ocultos**.

### **4.1.2 Deterioro**

Menoscabo o detrimento progresivo que sufren las características de una estructura a través del tiempo, causado por agresiones físicas, químicas ó biológicas externas o por influencias autógenas internas. A veces se le llama también **envejecimiento**. Fallas de inspección y mantenimiento durante la etapa de uso u operación, podrán inducir el **deterioro prematuro** de la estructura o de parte de ella.

*Mecanismos de transporte.* En la gran mayoría de los procesos físicos y químicos, que influyen negativamente en el atributo de durabilidad de las estructuras de concreto, se ven involucrados dos factores predominantes: **el transporte de agentes nocivos a través de las grietas y poros del concreto; y el agua.** El transporte de gases, de agua y de sustancias perjudiciales disueltas hacia dentro del concreto, está determinado por el tipo, tamaño, cantidad y distribución de los poros y por la configuración de las grietas: micro y macroagrietamiento. También influyen: el microclima en la vecindad de la superficie de concreto, el llenado de los poros con agua, y los mecanismos de

Por lo tanto, el controlar la naturaleza y distribución de los poros y de las grietas, es esencial para la durabilidad de los elementos y estructuras de concreto.

En el cuadro No. 5 se ilustra en forma sintética el fenómeno del transporte de agentes nocivos en el concreto [ CEB, 1992 ].

### **4.1.3 Daños**

Término general que comprende todas las lesiones -- externas ó internas -- que sufre una estructura, provocadas por una violencia exterior, generalmente derivada de su exposición a sollicitaciones mecánicas accidentales ó a situaciones extraordinarias como pueden ser: acciones sísmicas, explosiones, incendios y sobrecargas por abuso, entre otras. No obstante que este tipo de

lesiones no necesariamente tienen su origen en fallas propiamente dichas, se estudian dentro de la patología estructural. Usando la analogía con la terminología médica, un daño estructural es equivalente a un traumatismo. El cuadro No. 6 muestra esquemáticamente los cuatro tipos de fallas ó anomalías descritos, es decir: defectos congénitos, defectos adquiridos, deterioros y daños.

## **4.2 Defectos Congénitos**

En una buena práctica profesional, la gran mayoría de los diseños estructurales se ven sujetos a un proceso de revisión y aprobación, dentro de la propia organización responsable del proyecto, como parte de la metodología de programas de aseguramiento de calidad.

Si bien este proceso de revisión ciertamente reduce la incidencia de fallas catastróficas, es muy poco lo que puede lograr para evitar errores de diseño que puedan conducir, en el mediano plazo, al deterioro y al mal funcionamiento de la estructura, y eventualmente, degenerar en el largo plazo, en el colapso estructural.

En los apartados 4.2.1 y 4.2.2 presentaré solamente algunos de los errores mas frecuentes que implican un mal comportamiento estructural y que, por lo tanto, pudieron haberse anticipado en la etapa de diseño; a saber: defectos derivados de la concepción errónea del comportamiento estructural y de un mal detallado del acero de refuerzo. Los efectos de la mayoría de estos vicios ocultos se manifestarán, por lo general, en forma de agrietamiento excesivo, el que afectará la operación y propiciará la corrosión del acero de refuerzo.

En el apartado 4.2.3 describiré la problemática derivada de los errores u omisiones en la metodología del desarrollo de proyectos en que se incurre con mas frecuencia.



#### **4.2.1 Concepción errónea del comportamiento estructural.**

**Torsión en vigas de borde** La viga principal de borde que se muestra en la figura No. 1 tiene que transferir los momentos flectores negativos de los extremos de las vigas secundarias hacia las columnas soportantes. Dado que tanto las vigas principales como las columnas son elementos rígidos y continuos, dicha transmisión induce en aquellas, momentos torsionantes de compatibilidad. Al no colocar el acero de refuerzo correspondiente, se presentarán las típicas grietas helicoidales. Este tipo de falla proviene de la práctica común de considerar a las estructuras como planas, cuando en realidad la configuración estructural demanda una respuesta en tres dimensiones como lo ilustra el presente caso [ *Campbell y Roper, 1991* ].

**Nudos articulados** El dimensionamiento de una estructura requiere la formulación de un modelo idealizado, el que debe ser representativo del comportamiento de la estructura real. Si el diseñador no se asegura que la estructura pueda, de hecho, comportarse en la forma supuesta, seguramente se presentará agrietamiento en el grado y configuración necesarios para lograr la congruencia entre las hipótesis y la realidad. La figura No. 2 ilustra el caso de un nudo, supuesto como articulado, pero no construido como tal. Se trata de un tanque rectangular, contenedor de agua, elevado 1.0 m con respecto al terreno natural.

En el dimensionamiento, la esquina formada por la intersección de la losa del fondo con las paredes del tanque, se supuso articulada; sin embargo, los dibujos constructivos solo indicaron "pintura asfáltica" en la superficie de contacto entre la losa del fondo y los muros, que fueron colados a hueso.

Como resultado, la esquina se comportó como nudo rígido, con capacidad para transmitir momentos flectores. Las componentes de compresión de estos pares de flexión, originaron una resultante de tensión diagonal, que provocó el desprendimiento de un sector importante de concreto sin refuerzo, como se muestra en la figura No. 2 [ *Campbell y Roper, 1991* ].

### ***Imprevisión de situación transitoria de la etapa de ejecución de obra***

La figura No. 3 muestra un marco rígido constituido por columnas y trabes aperaltadas, monolíticas con losas sólidas de concreto reforzado. El marco fue analizado y dimensionado de acuerdo con un modelo del sistema estructural de tres niveles completo. Durante la etapa de ejecución de obra, para el colado de la losa de azotea, se apoyó la cimbra sobre la losa del segundo nivel, previamente descimbrada. El peso propio de la losa de azotea era equivalente a la suma de las sobrecargas muerta y viva de servicio del segundo nivel.

En estas condiciones, la trabe del segundo nivel no contó con la restricción en sus extremos considerada en el análisis, dando como resultado momentos flectores positivos considerablemente mayores, y negativos menores. Esta situación provocó en las trabes, el agrietamiento por flexión con aberturas inaceptables en la región de momentos positivos.

El caso pone de manifiesto la importancia de examinar todas las situaciones transitorias que se presentarán durante la etapa de ejecución, de acuerdo con el procedimiento constructivo previsto, dado que es probable que se produzcan esfuerzos de mayor intensidad ó incluso de signo diferente, que los correspondientes a la etapa de uso de la estructura terminada [ Calavera, 1996 ].

---

***Cimentaciones someras de lindero*** Un caso particular de cimentaciones someras de lindero, son las zapatas aisladas en las que la columna o pedestal resultan excéntricos con respecto a la dirección que colinda con el límite de propiedad del predio. Ver figuras No. 4 (a) y 4 (b).

En virtud de que en la superficie de contacto entre la zapata y el suelo no pueden existir esfuerzos de tensión, el ancho efectivo  $A_{ef}$  no puede ser mayor que  $3a/2$  con un diagrama triangular de presiones con valor  $\sigma_{max} = 4P / 3aB$  en el borde coincidente con el límite de propiedad.

Se observa claramente que el valor de  $A_{ef}$  resulta en la práctica muy pequeño, por lo que el valor que debiera darse a  $B$  resulta con frecuencia constructivamente incompatible.

En estos casos debe recurrirse a otras soluciones, como puede ser el vincular la zapata de linderó con otra interior mediante una trabe de liga.

En el caso que tanto las características del suelo en contacto con la zapata como su propia rigidez permitan considerar una distribución uniforme de presiones, se deberá dimensionar la columna para resistir el momento flector  $M = P \cdot e$ , además de la carga axial.

Este momento flector requiere, para equilibrio, la formación de un par de fuerzas horizontales  $H$ ; una aplicada, al nivel de la cimentación; y otra, al nivel de la primera planta, la que debe funcionar como tensor [ *Cibaro, 1956 y Behot, 1977* ].

Es frecuente que por una concepción errónea del comportamiento estructural, se ignore este efecto, pudiendo traer como consecuencia fallas en el suelo, en la cimentación propiamente dicha y en la superestructura, como se muestra en la figura No. 4 (c) [ *Calavera, 1996* ].

**Ménsulas** Con frecuencia es necesario soportar cargas concentradas mediante ménsulas adosadas monolíticamente a columnas de concreto reforzado, como las que se originan al dar sustentación a traveses carril para grúas viajeras y a cubiertas en edificios industriales.

Las ménsulas han constituido una fuente importante de fallas derivadas principalmente del hecho de que, por sus características dimensionales, las secciones planas antes de la deformación, no permanecen planas después de la misma.

En la figura No. 5 (a) se puede observar la red de trayectorias de esfuerzos en una ménsula elástica homogénea. Se ve claramente que las tensiones son prácticamente horizontales, lo cual conduce a que el esfuerzo cortante deba ser resistido con estribos horizontales y no con estribos verticales como erróneamente se han construido una gran cantidad de ménsulas. Las investigaciones que se han llevado a cabo han identificado seis posibles diferentes mecanismos de falla y se ha propuesto un arreglo típico de acero de refuerzo para protegerse contra la ocurrencia de cualquiera de ellos. Ver figura No. 5 (b). Otra fuente frecuente de fallas proviene de posicionar incorrectamente el apoyo, muy próximo a la arista exterior, fuera del alcance

del acero de refuerzo lo cual puede conducir a la fractura de la nariz de la ménsula. Ver 4.2.2 [ *Campbell y Roper, 1991 y Park y Paulay, 1983* ].

**Marcos rígidos “especiales”** La estructura mostrada en la figura No. 6 (a), consiste en una sucesión de marcos de concreto reforzado de 20.0 m de claro, espaciados a cada 15.0 m, constituidos por columnas de sección 1.0 x 1.2 m, y trabes acarteladas de sección 1.0 x 1.3 m en el sector central.

En dirección transversal, se colaron monolíticamente pares de vigas de sección 0.8 x 1.0 m, muy próximas al eje de columnas, para unir los marcos y para recibir un tablero de vigas doble T, pretensadas y prefabricadas, de 13.0 m de claro. Con la configuración indicada, puede apreciarse que las cargas transmitidas por el sistema de vigas doble T se canalizan hacia las columnas por cortante directo en las cartelas de las trabes las que se comportan como ménsulas, no existiendo prácticamente ningún trabajo de flexión en dichas trabes para cargas gravitacionales.

Por un error de concepción del comportamiento estructural, el análisis se llevó a cabo para un modelo de marco rígido convencional con cargas uniformemente repartidas, y el dimensionamiento para cortante se resolvió con estribos verticales, dando como resultado lesiones típicas de ménsulas mal detalladas, como se muestra en la figura No. 6 (b) [ *García Meseguer, 1985* ].

#### **4.2.2. Detallado del acero de refuerzo**

Un detallado inadecuado del acero de refuerzo, es quizá la causa mas generalizada de agrietamientos en elementos de concreto reforzado que propician la corrosión y los estados límite de servicio. En algunos casos puede ser la causa de agrietamientos severos que pueden traducirse en alcanzar estados límite últimos y eventualmente el colapso de la estructura.

El análisis y dimensionamiento estructural son actividades necesarias pero no suficientes para un buen diseño estructural. Se requiere además un detallado minucioso de las barras de refuerzo.

**"Para reforzar correctamente una estructura de concreto, el diseñador debe poseer una comprensión profunda de su comportamiento; una comprensión mas allá de la sola determinación de las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad. Esta comprensión se debe basar en un conocimiento total de las propiedades de los materiales y del comportamiento estructural que evidencian las pruebas, mas que en los resultados obtenidos de modelos matemáticos" [ Park y Paulay, 1983 ]. Enseguida presento cinco casos, de los encontrados con mayor frecuencia en la práctica.**

***Cambios de dirección de las barras de refuerzo*** Cuando un elemento estructural no es recto, o cuando cambian bruscamente sus dimensiones, se general fuerzas internas, las que deben considerarse cuando se detalla el acero de refuerzo.

Las dos fuerzas de tensión **T1** y **T2** de las barras de refuerzo del lecho inferior de la viga mostrada en la figura No.8 no son colineales sino concurrentes en el punto de quiebre; en consecuencia, la resultante produce un "empuje al vacío" que tiende a causar agrietamiento a lo largo de las barras en caso de rebasar la resistencia a tensión del recubrimiento de concreto. El mismo principio aplica cuando la fuerza interna de compresión cambia bruscamente de dirección. La figura No. 8, muestra la resultante de las fuerzas de compresión que empuja hacia afuera en el patín de una viga T [ Park y Paulay, 1983 ].

En la figura No. 8 se muestran arreglos inadmisibles así como correctos de las barras de refuerzo en casos típicos en los que se produce el empuje al vacío [ Belvot, 1977 ]. En los miembros curvos como el de la figura No. 8, fuerzas radiales iguales y opuestas, inducidas por los momentos flectores, pueden provocar esfuerzos transversales internos por lo que se requieren estribos espaciados uniformemente para permitir que estas fuerzas se equilibren mutuamente [ Park y Paulay, 1983 ].

En el caso de ganchos como el mostrado en la figura No. 8, existe una tendencia al estallamiento transversal [ Campbell y Roper, 1991 ]. Los códigos de construcción especifican la forma de los dobleces de tal forma que se limiten las presiones y los esfuerzos de agrietamiento en dirección transversal.

En cualquier caso, es recomendable confinar con estribos las regiones donde se localicen ganchos para resistir las fuerzas transversales en caso de que ocurra agrietamiento.

**Congestionamiento excesivo** Es frecuente que los dibujos estructurales convencionales se elaboren mostrando detalles constructivos mediante diagramas unifilares que ignoran los diámetros de las barras, los requisitos para dobleces, para espaciamientos, y para recubrimientos libres. Esto puede conducir a congestionamientos excesivos ó incluso a la imposibilidad de habilitar el acero de refuerzo. Ver figura No. 9 [ *Campbell y Roper, 1991* ].

**Nudos de esquina viga - columna** En estructuras hiperestáticas, con frecuencia los nudos son los eslabones mas débiles del sistema estructural. Los requerimientos esenciales para el funcionamiento satisfactorio de un nudo en una estructura de concreto reforzado se pueden resumir como sigue [ *Park-Paulay, 1983* ]:

- Un nudo debe exhibir, bajo cargas de servicio, un comportamiento equivalente al de los miembros que concurren a él.
- Un nudo debe poseer una resistencia que corresponda, al menos, a las combinaciones de carga mas desfavorables que podrían soportar los miembros que concurren a él.
- La resistencia de un nudo no debe controlar la de la estructura y su comportamiento no debe impedir el desarrollo de toda la resistencia de los miembros que concurren a él.
- Los nudos deben ser fáciles de construir y proveer buena accesibilidad para depositar y compactar el concreto.

El ejemplo mas común son los nudos de esquina ó de rodilla en estructuras reticulares. Las fuerzas internas generadas en este tipo de nudos pueden provocar el colapso dentro del nudo antes de que se alcance la resistencia de la viga ó de la columna, la que sea mas débil.

El sentido de la carga afecta fundamentalmente el comportamiento de los nudos de esquina por lo que deben estudiarse por separado el caso de momentos flectores que tienden a cerrar el ángulo recto y el de momentos que tienden a abrirlo.

En las figuras No. 10 y 11 se muestran las recomendaciones para el detallado de nudos de esquina, que se reportan por varios autores [ *Park y Paulay, 1983; Blevot, J., 1977; Campbell y Roper, 1991* ].

**Refuerzo de suspensión** Es frecuente que en la práctica del diseño estructural, se ignore la necesidad de desarrollar la reacción demandada en el punto en que se soporta una viga secundaria, mediante una trabe principal. Es costumbre suponer que por medio de acción de armadura se transfiere aproximadamente la mitad de la reacción a la parte superior y la otra mitad a la parte inferior de la trabe de sustentación. Ver figura No. 12. Se ha comprobado experimentalmente que el comportamiento real de la viga es distinto y que el cortante es tomado primordialmente por compresión diagonal

[ *Park y Paulay, 1983* ].

La función de los estribos en la viga secundaria **B** y principalmente en la trabe **A** es la de recibir la fuerza de compresión diagonal en el apoyo de la viga. Los estribos en la trabe **A** deben transferir la reacción **V** de la viga hacia la región de compresión de la trabe donde, a su vez, puede descomponerse en fuerzas de compresión diagonal. Ver figura No. 12.

Estos estribos son adicionales a los requeridos por tensión diagonal y se denominan **estribos de suspensión** los que deben dimensionarse para el total de la fuerza de reacción.

En la figura No. 13 se muestran detalles de la distribución sugerida de los estribos. En caso de que las vigas que se intersectan sean de mismo peralte, el acero de refuerzo longitudinal del lecho inferior de la viga secundaria debe posicionarse por encima del refuerzo del lecho inferior de la trabe de soporte [Park y Paulay, 1983].

**Ménsulas** Según mencioné en 4.2.1, una fuente frecuente de fallas en ménsulas proviene del posicionamiento incorrecto de la pieza de apoyo, muy próximo a su arista exterior, fuera del alcance del acero de refuerzo, conduciendo a la fractura de la nariz de la ménsula. Dos soluciones posibles a este problema, pueden ser:

- Asegurarse que con las tolerancias normales en el doblado, habilitación y colocación del acero, la pieza de apoyo, en su posición mas desfavorable, quede protegida adecuadamente por suficiente acero de refuerzo. Es además aconsejable la disposición de un chafán en la nariz de la ménsula. Ver figura No. 14 [Calavera, 1996].
- Proteger la nariz de la ménsula mediante insertos de perfiles de acero, soldando las barras de refuerzo como se muestra en la figura No. 15 [Kaminetzky, 1991].

#### **4.2.3 Desarrollo del proyecto**

**Incumplimiento de la normatividad** Aún y cuando la normatividad vigente exige que las edificaciones sean proyectadas y supervisadas por profesionales competentes [Reglamento D.F., 1997], son innumerables los casos de estructuras que todavía en la actualidad se construyen sin cálculos estructurales y sin documentos constructivos previamente elaborados, ó sumamente exiguos, carentes de los mas elementales detalles que permitan la ejecución de la obra dentro de una buena práctica ingenieril. Esto es fuente – no poco frecuente – de una gran diversidad de fallas y de gravísimos



**errores que se podrán traducir eventualmente en colapsos catastróficos incluyendo la posible pérdida de vidas humanas.**

**Es muy importante que cualquier persona que pretenda hacerse cargo del proyecto ó ejecución de una estructura, examine previamente su grado de dificultad, y evalúe si queda dentro ó se sale de su campo de conocimiento y experiencia, en cuyo caso deberá conseguir la colaboración de los especialistas que se requieran, para no incurrir en responsabilidades por impericia ó negligencia como lo mencioné en el apartado 2.7.2.**

**Documentos constructivos** Como lo mencioné en el apartado 1.5.3 aproximadamente el 40% de los defectos, daños y deterioros que eventualmente sufren las estructuras de concreto reforzado se originan en las etapas de planeación y diseño. Se ha comprobado que un buen número de estas lesiones son provocadas por personas de otros oficios, generalmente relacionados con instalaciones de servicios y equipos quienes frecuentemente producen destrozos en los elementos estructurales posteriormente a la terminación de la estructura, habitualmente debido a imprevisiones en el proyecto para disponer huecos de paso en forma correcta. Estos problemas pueden atribuirse a la transgresión de reglas y preceptos reconocidos como una buena práctica profesional, como lo es la preparación de un paquete de documentos constructivos que permitan una correcta y completa ejecución de la obra. Este paquete debe incluir como mínimo los siguientes documentos:

- Dibujos detallados arquitectónicos, civiles, estructurales así como de las diversas instalaciones de servicios y equipos asociados al proyecto.
- Especificaciones detalladas para la ejecución de la obra incluyendo disposiciones para control de calidad.
- Especificaciones detalladas para la adquisición de los materiales y equipos requeridos en el proyecto.

- Listas detalladas de materiales y volúmenes de obra.
- Estudio de mecánica de suelos para movimientos de tierras, terracerías y cimentaciones.
- Listado de la normatividad aplicable.
- Guía para la Inspección y mantenimiento que deban llevarse a cabo en la etapa de uso u operación.

**Verificación cruzada** Una regla de buena práctica durante la elaboración de los documentos constructivos es el llevar a cabo un proceso de **verificación cruzada** entre los dibujos de las distintas especialidades ó sistemas involucrados en el proyecto con el propósito de evitar interferencias entre ellos.

Lamentablemente es frecuente que este proceso no se lleve a cabo con la minuciosidad que requiere, trayendo como consecuencia el no detectar las interferencias en la etapa de diseño, lo que se traduce en problemas como el descrito al inicio de este apartado, pudiendo llegar a ser sumamente graves y sobre todo repercutir significativamente en el presupuesto del proyecto.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

#### **4.3 Defectos adquiridos**

Expondré los defectos adquiridos mas comunes bajo los siguientes tres rubros: materiales, en el apartado 4.3.1; procedimientos de ejecución de obra en el 4.3.2; y agrietamiento producido antes ó durante el proceso de endurecimiento del concreto, en el 4.3.3.

### 4.3.1 Materiales

**Ingredientes del concreto.** Los tres ingredientes básicos del concreto son el cemento, los áridos o agregados pétreos, y el agua.

- **Cemento hidráulico** El cemento hidráulico utilizado en nuestro medio para usos estructurales es el cemento portland en sus cinco tipos básicos y sus modificaciones tal y como lo especifica en la norma ASTM C 150.

El proceso de fabricación del cemento consiste en: **pulverizar** mezcladas materias primas ricas en óxidos de cal, sílice, alúmina y hierro; **calentar** la mezcla cruda hasta la temperatura de **escorificación** de 1500°C aproximadamente; y **moler** en molinos tubulares enfriados con agua las **escorias** resultantes, agregando de un 4% a un 6% de yeso como regulador del fraguado. La caliza y la arcilla se pueden considerar como las materias primas mas comunes. Se permiten adiciones para facilitar la fabricación, siempre y cuando satisfagan los requisitos de la norma ASTM C 465.

Los principales compuestos calcáreos que se forman durante el proceso de fabricación del cemento portland son: Silicato tricálcico ( $C_3S$ ), silicato bicálcico ( $C_2S$ ), aluminato tricálcico ( $C_3A$ ), y ferrito aluminato tetracálcico ( $C_4AF$ ).

Al mezclar el cemento portland con agua, los compuestos mencionados reaccionan químicamente con ellos dando lugar a otros compuestos complejos. Así, al hidratarse los silicatos, se obtienen silicato cálcico hidratado o tobermorita (llamado así por su semejanza mineralógica con el mineral natural de ese nombre) e hidróxido de calcio ó **portlandita**. Por otra parte, la hidratación del aluminato tricálcico y del ferrito aluminato tetracálcico producen los correspondientes compuestos hidratados.

Las reacciones de hidratación son exotérmicas y por lo tanto generan una gran cantidad de calor que no siempre es conveniente. Para aplicaciones en que se requiera depositar grandes masas de concreto es indispensable limitar las proporciones de  $C_3A$  y de  $C_3S$  en el cemento portland [ *Neville, 1984* ].

Defectos adquiridos en la etapa de ejecución de obra desde el punto de vista del cemento, podrán ocurrir principalmente como consecuencia de una mala selección del tipo y de una mala dosificación, lo cual podrá impedir el logro de las características de resistencia y durabilidad necesarias en cada aplicación específica.

- **Agua para la mezcla** El agua empleada en el mezclado del concreto puede dar lugar a defectos adquiridos importantes si no es de la debida calidad. Generalmente si el agua es potable se considera satisfactoria para fabricar concreto. Cualquier agua que tenga un análisis químico semejante al de la empleada típicamente para abastecimientos urbanos será adecuada para mezclar concreto [ *Mehta y Polivka, 1981* ].

Un aspecto a considerar como posible fuente de defectos adquiridos en el concreto, son las impurezas que acompañen al agua debido a que éstas, cuando están por encima de determinados límites, pueden producir alteraciones en la hidratación del cemento, retrasos en su fraguado y endurecimiento, reducciones en su resistencia, y peligros en su durabilidad. El que un agua tenga aspecto limpio, no ofrece garantía suficiente sobre su pureza.

Hay que tener también presente que las aguas impuras actúan en forma diferente sobre los distintos tipos de cemento y que, incluso, su acción depende de la dosificación empleada en el concreto.

Concentraciones tolerables de impurezas en el agua de mezcla pueden consultarse [ *Mehta y Polivka, 1981* ].

Las aguas que contienen azúcares, tanino, materia orgánica, aceites, sulfatos, ácido húmico, sales alcalinas, gas carbónico, así como productos procedentes de residuos industriales, se consideran dañinas para el concreto. Las aguas procedentes de cenagal y pantanos no deben emplearse en el mezclado del concreto.

Las aguas de mar conteniendo una media del 3.5% de cloruro de sodio y de sulfato de magnesio, se han empleado sin problemas en muchas regiones, aunque la resistencia a compresión de los concretos ha experimentado una reducción que ha llegado al 15%, existiendo siempre la posibilidad de

aparición de eflorescencias. En el caso del concreto reforzado, existe el peligro potencial de corrosión del acero. En el concreto prestresado está prohibido el empleo de agua de mar debido al mayor peligro de corrosión de los alambres al estar sometidos a tensión, y al poseer éstos una sección pequeña [ *Fernández Cánovas, 1996* ].

- **Aridos** Los áridos constituyen aproximadamente el 70% del volumen total del concreto y por lo tanto influyen significativamente en las propiedades tanto del concreto fresco como del endurecido. Los áridos pueden originar defectos adquiridos en el concreto no solo por ellos mismos sino también por las sustancias perjudiciales que pudiesen acompañarlos.

Los áridos empleados en el concreto, aunque sean de buena resistencia y forma, pueden tener impurezas orgánicas que interfieran en el proceso de hidratación del cemento; finos que aumenten las exigencias de agua de mezclado o disminuyan su adherencia con la pasta de cemento, repercutiendo desfavorablemente en la resistencia; partículas débiles o alterables contenidas en el propio árido que lo hagan débil o inestable; o bien, compuestos que puedan reaccionar químicamente con los componentes del cemento. A los áridos pueden acompañar, por otra parte, sustancias que pongan en peligro la integridad del acero en el caso de concreto reforzado o pretensado. Todo esto repercutirá desfavorablemente, en un plazo corto o largo en su durabilidad, dando lugar a deterioros que pueden comprometer la seguridad de la estructura.

En general, los áridos empleados en el concreto no deben ser activos frente al cemento, y deben ser suficientemente estables frente a la acción de los agentes exteriores con los que va a estar en contacto la obra.

Las normas ASTM C33 y C40 dan límites para las cantidades permisibles de sustancias perjudiciales en los agregados. El reporte del Comité 221 del Instituto Americano del Concreto es una excelente guía para la selección y uso de agregados para la fabricación del concreto.

**Granulometría.** La granulometría se refiere a la distribución en tamaños de las partículas de los áridos. Si todas las partículas del agregado fueran de un solo tamaño, ó si predominaran partículas de un determinado tamaño, los huecos que se forman serían mas grandes y se requeriría mas pasta de cemento para llenarlos.

La norma C 33 de la ASTM establece límites aceptables para la granulometría. Generalmente los agregados que no contienen excesos ó deficiencias de uno de cualquiera de los tamaños, y dan una curva granulométrica suave, darán resultados satisfactorios para fabricar un buen concreto. En nuestro medio una fuente de defectos adquiridos en el concreto, con relativa frecuencia, ha sido el suministro por plantas dosificadoras, de mezclas para bombearse, con exceso de finos lo cual propicia la formación de grietas por contracción plástica y por secado.

**Tamaño máximo del agregado** Con respecto al tamaño máximo del agregado, es aconsejable usar el mas grande posible en cada caso, porque el concreto resultante requiere de menos pasta de cemento y de menos agua para la mezcla, reduciendo la contracción por secado del concreto.

El tamaño máximo del agregado depende del tamaño y forma de los elementos estructurales y de la distribución del refuerzo. Con frecuencia se olvida la importancia que un buen detallado del acero de refuerzo, congruente con el tamaño máximo del agregado, tiene en la correcta colocación del concreto dentro de los moldes y particularmente entre ellos y el refuerzo, pudiendo originar segregación y oquedades, y por lo tanto deficiencias en la compacidad y capacidad de protección al acero de refuerzo.

Conviene hacer notar que estos defectos no se detectan en los cilindros de prueba por lo que deben ser prevenidos en el sitio de la obra.

**Baja resistencia del concreto.** Un posible defecto adquirido en la etapa de ejecución de la obra es la baja resistencia del concreto, con respecto a la especificada en el proyecto. Esto puede ser el resultado de factores como: mala dosificación, mala colocación y mal curado, entre otros. Dependiendo del elemento afectado y de su función dentro de la estructura, las

consecuencias podrán ser de mayor o menor gravedad, y podrán traducirse en un menoscabo de los atributos de seguridad y durabilidad de la edificación.

Las columnas sujetas a compresión axial, ó flexocompresión con pequeña excentricidad, en las que su capacidad proviene en gran parte de la contribución del concreto, son particularmente vulnerables a una baja resistencia del mismo, ya que ésta puede conducir al colapso de la pieza por estallamiento transversal.

Dado que en casos como este el modo de falla es frágil, es decir, sin presentar con anticipación signos visibles, pues el único síntoma es la presencia de grietas verticales, con anchos relativamente pequeños, que aparecen prácticamente hasta alcanzar el estado límite de resistencia, es particularmente importante el aseguramiento de la buena calidad del concreto, mediante el control riguroso de todas las fases del proceso de fabricación, colocación, compactación y curado.

Se han reportado casos de columnas de estructuras, que habiendo sido construidas con un concreto de baja resistencia, desempeñaron su función a través del tiempo sin manifestar ningún síntoma de falla, pero con muy escasos márgenes de seguridad. Sin embargo, alteraciones en su régimen de esfuerzos inducidas por asentamientos diferenciales de su cimentación ó por excavaciones en predios colindantes, que provocaron el incremento de carga en unas columnas correspondiendo con la descarga de otras, fueron suficientes para producir el colapso [Calavera, 1996].

***Acero de refuerzo*** Entre los defectos mas frecuentes, adquiridos en la etapa de ejecución de obra, provenientes de anomalías del acero de refuerzo se pueden mencionar:

- Utilización de barras de acero de grado distinto al considerado en el dimensionamiento.
- Incumplimiento de las características mecánicas de las barras colocadas, con respecto a su designación nominal.
- Incumplimiento de la geometría del corrugado.

- Incumplimiento de las características de soldabilidad.
- En sistemas de losa de vigueta y bovedilla, la falta de capacidad de la unión electrosoldada de la celosía a la barra longitudinal superior, para resistir una fuerza equivalente a la de fluencia de las ramas inclinadas, cuando estas se usan para resistir cortante.

***Deformabilidad del suelo de desplante*** Se clasifica dentro de este apartado por tratarse de defectos del material en el que se desplanta la cimentación, aún y cuando en este caso no se trata de defectos del concreto reforzado propiamente dicho.

En la figura No. 16 se muestran los agrietamientos que típicamente sugieren fallas por asentamientos diferenciales de las columnas de una estructura reticular. Las grietas se manifiestan en la cara inferior de las trabes, adyacentes a la columna que sufre el asentamiento, y en la cara superior de las mismas en los extremos opuestos al de la columna asentada.

Debe recordarse que, el asentamiento de una columna implica una descarga de la misma y consecuentemente su redistribución a las columnas próximas que se verán sobrecargadas, lo que deberá estudiarse para evaluar el impacto sufrido por ellas.

El fenómeno de expansión del suelo de desplante presenta una sintomatología semejante, pero en sentido contrario al de asentamientos, por lo que es frecuente cometer el error de confundirlos. En la figura No. 17 se muestran los agrietamientos típicos de una falla por expansión del suelo bajo una columna de una estructura reticular.

#### **4.3.2 Procedimientos de obra**

***Cimbrado*** Las cimbras son los sistemas estructurales temporales necesarios para soportar el concreto fresco. Comprenden los moldes que quedan en contacto directo con el concreto, así como todos los elementos soportantes, arriostramientos y herrajes. Deben poseer resistencia y rigidez suficientes



para soportar las solicitaciones derivadas de las maniobras de colocación y compactación del concreto, sin deformaciones ni asentamientos perjudiciales. Lamentablemente, con frecuencia no se les dá la importancia que realmente tienen, por lo que son una de las fuentes principales de defectos adquiridos, e incluso de colapsos catastróficos en la etapa de ejecución de obra.

Dos tipos de defectos que merecen ser mencionados por la frecuencia con que ocurren son: primero, flechas permanentes en los elementos estructurales provocadas por asentamientos de las cimbras y; segundo, oquedades como resultado de fugas de lechada y de finos por falta de hermeticidad de los moldes.

En la figura No. 18 se muestra el caso de la deformación de una losa ocurrida antes del endurecimiento del concreto, como consecuencia del hundimiento de uno de los puntales de la cimbra, durante el proceso de colocación del concreto. En ocasiones las cimbras se apoyan sobre rellenos vulnerables a la acción de escurrimientos de agua proveniente de lluvias ó de las propias maniobras de construcción, lo cual propicia este tipo de defectos.

Otros defectos adquiridos en esta etapa de ejecución de la obra son:

- Cavidades debidas a resaltos ó salientes en la superficie de contacto con el concreto.
- Resaltos debidos a cavidades en las superficies de la cimbra.
- Desconchamientos por adherencia del concreto a los moldes.
- Deformaciones de la cimbra bajo la carga del concreto fresco, debido a su falta de rigidez.
- Empleo de encofrados sucios, ó con restos de pasta de mortero de usos anteriores.
- Variaciones de color en la superficie por mala calidad de los productos antiadherentes.

**Colocación del acero de refuerzo** La etapa de habilitado y colocación del acero de refuerzo puede dar lugar a defectos adquiridos de tipos e importancia diversa. Enseguida mencionaré los mas frecuentes:

- Desplazamiento de las barras de refuerzo durante el proceso de colocación y compactación del concreto como consecuencia de factores como: sujeción inadecuada, falta de calzas y separadores, falta de atado de anillos y estribos, pisado de las barras e impactos con los vibradores, entre otros.
- Errores de habilitación que se traducen en el no cumplimiento de los recubrimientos ó distancias libres entre la superficie de las barras y el paramento mas próximo del elemento, y de las separaciones entre barras paralelas consecutivas.
- Incumplimiento de los radios de dobléz de las barras de refuerzo, especialmente las de diámetro igual o mayor a 25 mm.
- Ausencia de los ganchos de cierre de anillos y estribos.
- Incumplimiento de la localización y dimensiones de empalmes y traslapes de las barras de refuerzo.
- Falta de limpieza de las barras de refuerzo.

---

**Recubrimientos y separación entre barras** El mantener la separación entre barras y el espesor de los recubrimientos – distancias libres entre la superficie de las barras de refuerzo y el paramento mas próximo del elemento de concreto – por encima de valores mínimos predeterminados, es fundamental por cuatro razones principales:

- Para adherir el acero al concreto, de tal manera que los dos materiales se comporten como uno solo. La eficacia de la adherencia aumenta al aumentar el recubrimiento.
- Para proteger el acero de la corrosión.
- Para proteger el acero en caso de incendio.
- Para abrasión y desgaste, proporcionando espesor adicional al requerido para las otras funciones, en casos como pisos industriales y garajes.

La causa mas frecuente de defectos adquiridos por este concepto es una inapropiada sujeción y la falta de uso de accesorios como calzas y separadores, para mantener el acero en posición firme durante las maniobras de colado y compactación del concreto. Además, el arreglo del acero de refuerzo debe permitir la existencia de suficiente concreto circundante para transferir fuerzas de ó hacia cada una de las barras. Debe dejarse suficiente espacio de tal forma que se pueda depositar y compactar el concreto alrededor de todas las barras y permitir que los vibradores puedan insertarse hasta el fondo de los elementos.

**Colocación del concreto** La falta de planeación y cuidado en la colocación y compactación del concreto es causa frecuente de defectos adquiridos. Entre los mas comunes se pueden mencionar:

- **Segregación** La disgregación, segregación ó separación de los componentes se presenta cuando el concreto se deja caer desde alturas, rompiéndose la homogeneidad de la mezcla al caer mas rápidamente el agregado grueso que el resto de los ingredientes. Cualquiera que sea el método de colocación que se utilice, debe evitarse que el concreto caiga desde alturas mayores a dos metros aproximadamente.

- **Oquedades** Una compactación deficiente conduce a que el concreto presente oquedades, alta permeabilidad y por lo tanto un peligro potencial para la corrosión del acero. Por otra parte, un exceso de compactación puede provocar segregación y exudación. La consolidación ó compactación del concreto se realiza en la mayoría de los casos mediante vibrado. Esto disminuye ó anula la fricción entre las distintas partículas, y por gravedad el concreto tiende a asentarse, adaptándose a las superficies de los moldes y al contorno de las barras de refuerzo, rellenando todos los huecos.

El no emplear el vibrador adecuado para cada caso -- dimensiones, frecuencia, amplitud, potencia --, puede originar falta de uniformidad en el concreto.

- **Capas de baja resistencia** La colocación del concreto debe realizarse en capas horizontales sucesivas de espesor menor que la profundidad efectiva del método de compactación usado. Si se depositan capas de mayor espesor, pueden presentarse zonas horizontales entre ellas, con oquedades y de baja resistencia. En el caso de piezas de gran altura, es común que la parte alta de las mismas quede formada por un concreto mas fluido por efecto del agua que se eleva al compactarlo, y consecuentemente de menor resistencia. Esto puede evitarse depositando en las últimas capas, un concreto mas seco que en el resto de la pieza.
- **Cuerpos extraños** Antes de colocar el concreto, deben inspeccionarse los moldes para asegurarse que no existan cuerpos extraños dentro de ellos, que puedan originar discontinuidades dentro del concreto.
- **Pérdida de adherencia** En el caso de concretos secos en los que por descuido se hayan vibrado las barras de refuerzo puede presentarse la pérdida de adherencia entre el concreto y el acero.

**Curado** Para conseguir un buen concreto no es suficiente solo una buena dosificación, fabricación, transporte, colocación y compactación; sino que también es indispensable un buen curado. El curado del concreto es parte fundamental del proceso de endurecimiento y asegura la transformación óptima de un concreto fresco en un concreto endurecido no solo de alta resistencia, sino también impermeable, libre de grietas y durable.

El propósito del curado es el evitar la pérdida del agua presente dentro de la masa de concreto permitiendo así que las reacciones de hidratación se lleven a cabo en forma normal, sin generar esfuerzos internos que puedan dar lugar a efectos patológicos que pudiesen manifestarse en forma de agrietamiento superficial ó profundo, disminución de la resistencia mecánica y afectación del atributo de durabilidad del concreto.

El procedimiento ideal para el curado de losas de concreto es por medio de agua; ya sea por inundación ó cubriendo la superficie con mantas, arpilleras, jergas, ó sacos empapados en agua en forma continua.

La duración del curado es función del tipo de cemento, y de la temperatura y humedad del ambiente pero puede decirse que nunca deberá ser menos de tres o cuatro días, con una media de cinco a siete días. El inicio debe ser lo mas pronto posible, evitando siempre el deslavado superficial del concreto.

**Descimbrado** Una cimbra es un molde para depositar la mezcla de concreto fresco, la que habrá de endurecerse y convertirse en autosoportante con el transcurso del tiempo. Por lo tanto, para realizar el descimbrado de un elemento estructural, es necesario esperar a que el concreto haya adquirido una resistencia adecuada para poder soportar por sí mismo la acción de su propio peso mas el de las sobrecargas que graviten en él.

Merecen mencionarse las siguientes circunstancias que pueden dar origen a defectos adquiridos:

• **Estructuras con voladizos** En estos casos, debe planearse cuidadosamente el descimbrado. Es importante iniciar el descimbrado en los claros interiores para posteriormente proceder a retirar los puntales del voladizo de afuera hacia dentro. De esta forma se evitan giros bruscos en el voladizo y posibles agrietamientos junto a la sección de empotramiento de éste.

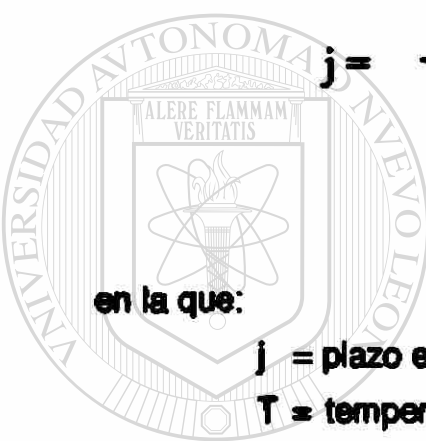
• **Sistemas de losa de vigueta y bovedilla** El retiro prematuro de los puntales, antes del endurecimiento necesario del concreto, podrá causar flechas excesivas, y eventualmente el colapso de las viguetas, que no están todavía preparadas para trabajar en sección compuesta con el patín, en régimen de viga T.

• **Descimbrado prematuro** Se han reportado casos de obras en las que el ritmo de la ejecución, aunado a la insuficiencia de medios para el cimbrado, han obligado a descimbrar las plantas inferiores prematuramente provocando colapsos catastróficos.

Se considera una buena práctica el desencofrado de los forros laterales de vigas en tres días, y de columnas en siete días, Los fondos y puntales de vigas no deben retirarse hasta que haya transcurrido el tiempo necesario

para lograr una resistencia que permita soportar con seguridad y sin deformaciones excesivas los esfuerzos a que se verán sometidas durante y después del descimbrado. Con todo rigor, esto deberá controlarse mediante el ensayo de cilindros conservados en las mismas condiciones y en el mismo sitio de la obra, lo que nos permitirá conocer la resistencia real del concreto, y así determinar el tiempo adecuado para el descimbrado.

Como referencia, para concretos fabricados con cemento Portland cuyo endurecimiento se haya llevado a cabo en condiciones normales, se puede estimar un plazo mínimo para el retiro de fondos y puntales de vigas con la siguiente expresión empírica [ *Fernández Cánovas, 1994* ]:



en la que:

$$j = \frac{400}{\left[ \frac{Q}{G} + 0.5 \right] \left[ T + 10 \right]}$$

**j** = plazo en días para el retiro de fondos y puntales de vigas.

**T** = temperatura media en °C. de las máximas y mínimas diarias, durante los **j** días,

**G** = carga que actúa sobre el elemento al tiempo de descimbrar, incluido su peso propio,

**Q** = carga adicional que actuará posteriormente

**G + Q** = carga máxima total de servicio

Los fondos de las vigas deben retirarse sin golpes ni sacudidas. En casos de importancia podrán emplearse cuñas y gatos para lograr un descenso gradual de los puntales.

- **Descimbrado de juntas de dilatación** En el caso de que existan, deberá prestarse especial atención en retirar todo elemento de cimbra ó molde, que pudiese impedir el libre juego de las juntas de dilatación.

***Juntas de construcción*** Las juntas de construcción ó juntas de colado son los sitios en que se detiene el proceso de colocación del concreto, y son necesarias porque en la práctica es imposible depositarlo en una operación continua, excepto en los casos de estructuras muy pequeñas, ó estructuras especiales en las que el colado se lleva a cabo mediante formas deslizables.

Lo ideal en toda estructura de concreto sería que el proceso de colado se llevara a cabo en forma continua; sin embargo, existen circunstancias que obligan a detenerlo, tales como: interrupción de la jornada laboral, condiciones climáticas adversas, y en ocasiones falta de definición del proyecto y suspensión de la obra por problemas financieros.

Las juntas de construcción ó de colado no deben confundirse con las juntas de expansión las que -- si se consideran necesarias --, permitirán el libre movimiento de cuerpos ó sectores de la estructura, y deben ser diseñadas para suministrar la separación total entre ellos. Tampoco deben confundirse con las juntas de control o de contracción, las que son planos intencionalmente débiles, que se colocan en sitios inocuos e inobjetables, preseleccionados para obligar la formación de grietas a lo largo de ellas, con el propósito de mitigar los esfuerzos de tensión provocados por la contracción del concreto que se encuentra restringido para deformarse.

Por el contrario, las juntas de construcción ó de colado, deben diseñarse para preservar el monolitismo de la estructura, aunque en algunos casos pueden hacerse coincidir con las juntas de control o de contracción.

Son dos las causas principales de problemas patológicos dentro de este rubro: primera, la elección errónea del sitio de la junta; y segunda, el tratamiento deficiente que se le haya dado a la junta propiamente dicha.

Lamentablemente, en nuestro medio es frecuente que la solución a las juntas de construcción se improvise sobre la marcha por los obreros encargados del colado aun y cuando los códigos vigentes obligan a que estén previstas en el proyecto [ACI- 318, 1995].

En el caso de las juntas de expansión, estas deben ser introducidas desde la etapa de planeación, dado que por lo general será mucho mas difícil hacerlo cuando el proyecto se encuentre en etapas avanzadas de su desarrollo.

Una presentación completa de soluciones recomendadas para juntas de colado, expansión y contracción se encuentra en el Manual de la Ingeniería del Concreto [ *Fintel, M., 1985* ].

### **4.3.3 Agrietamiento del concreto fresco**

El Instituto Americano del Concreto [ *ACI-201, 1992* ] define grieta como la **separación total ó parcial del concreto en dos ó mas partes**. Ocurrirá agrietamiento del concreto siempre que los esfuerzos internos de tensión a los que se vea sujeto excedan su resistencia, la cual varía con la edad y con la velocidad de aplicación de las cargas. Existen tres mecanismos básicos que pueden dar origen a esfuerzos internos de tensión tanto en el concreto fresco como en el concreto endurecido:

- **Movimientos generados dentro del mismo concreto** tales como: **contracción y asentamiento plástico, contracción por secado, y expansión ó contracción térmicas**. Estos movimientos pueden provocar esfuerzos internos de tensión solamente si están restringidos. La restricción puede ser local, como la proporcionada por el acero de refuerzo, ó global como el caso de un elemento restringido por los otros con los cuales se une.
- **Expansión de materiales embebidos en el concreto** como la derivada de la corrosión del acero de refuerzo.
- **Solicitaciones mecánicas externas** como la actuación de cargas ó deformaciones impuestas por asentamientos diferenciales de la cimentación.

Los dos primeros mecanismos generan grietas **Intrínsecas ó no estructurales**, mientras que el tercero genera grietas **extrínsecas al concreto ó estructurales**.



Durante la fase de transición del estado fresco al endurecido, el concreto es particularmente propenso al agrietamiento. Un periodo crítico con baja resistencia a la tensión y baja deformabilidad se inicia aproximadamente dos horas después del colado y termina de 6 a 16 horas después. Los agrietamientos que ocurren en este periodo crítico, son los que describo a continuación:

**Contracción plástica** Tanto la contracción como el asentamiento plásticos se asocian al fenómeno de exudación ó sangrado del concreto.

La exudación es un fenómeno inherente al concreto y consiste en el ascenso del agua hacia la superficie, a partir del momento de su colocación y compactación. Esto se debe a una tendencia a la clasificación de los ingredientes por densidades, por la acción de la gravedad.

La causa principal del agrietamiento por contracción plástica en superficies horizontales, es la evaporación del agua de sangrado mas rápidamente que la velocidad de ascenso de la misma hacia la superficie.

Son producidas por la tensión capilar en los poros llenos de agua, apareciendo como consecuencia de un retraso en el curado.

Este agrietamiento es típico en los concretos colados en climas calurosos, secos, y con viento. Las grietas suelen ser superficiales, con aberturas amplias que fluctúan entre 2 y 3 mm, y que van disminuyendo al aumentar la profundidad, que por lo general no excede 30 mm.

Este tipo de agrietamiento es frecuente en elementos en los que predomina la superficie sobre el volumen, como es el caso de losas y muros. El tiempo en el que aparecen oscila entre dos y cuatro horas a partir del momento de la colocación del concreto y suelen ser sensiblemente paralelas, espaciadas a intervalos irregulares entre 0.2 y 1.0 m. En las esquinas aparecen formando un ángulo de 45° con los bordes de las losas. Ver figura No. 20.

Otra configuración del agrietamiento por contracción plástica se muestra también en la misma figura 20 y se le conoce como **agrietamiento en mapa**.

Estas grietas se manifiestan con una distribución caprichosa y cortándose unas con otras en ángulos rectos. No siguen líneas determinadas, sino que se ramifican ó presentan sinuosidades debido a que se adaptan al contorno de

los agregados a los que no pueden romper. Son consecuencia de un secado superficial violento, producido un tiempo breve después de la colocación del concreto, como resultado de la exposición combinada a vientos secos rasantes y altas temperaturas [ CEB, 1992 ].

Estas grietas son siempre superficiales; su profundidad rara vez llega a los 10 mm. En el caso de elementos de espesor variable como ocurre en losas aligeradas, las grietas aparecerán con mayor profusión en los sectores mas delgados de las mismas.

**Asentamiento plástico** Es el experimentado por el concreto cuando se produce el sangrado ó exudación y consiste en un desplazamiento de los ingredientes sólidos hacia el fondo de los moldes por la acción de la gravedad y en el ascenso hacia la superficie del agua desplazada. Si dentro del concreto existen barras de refuerzo que impidan este desplazamiento aparecerán grietas siguiendo la línea de aquellas. Si lo que interfiere es una cama de barras próximas entre sí y paralelas a la superficie, se producirá una grieta plana horizontal coincidiendo con el eje de la cama y cortando al concreto. En las caras laterales de columnas y en la cara superior de vigas pueden presentarse grietas de asentamiento plástico coincidiendo con la posición de los anillos ó estribos; ver figura No. 21. En la figura No. 22 se indica la posible ocurrencia de grietas durante el primer día de edad del concreto [ Calavera, 1996 ].

#### DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

**Congelación temprana** Usualmente se requieren de 28 días para que el concreto alcance su resistencia nominal bajo condiciones de laboratorio.

Además, por lo general, se espera que los cilindros ensayados en laboratorio a la edad de siete días, alcancen aproximadamente el 60% de la resistencia a los 28 días. No obstante lo anterior, es posible que las resistencias especificadas no puedan lograrse bajo las condiciones y en el sitio de obra, especialmente en el caso de exposición del concreto a bajas temperaturas ambientales.

La mayoría de los códigos de construcción no permiten colocar concreto cuando su temperatura es menor de 10° C. Cuando la temperatura ambiente

esté cerca o por abajo de la de congelación, la masa de concreto no debe estar a menos de 15° C, y en elementos de poco espesor, la temperatura debiera mantenerse aún mayor, del orden de 20° C.

Esto puede requerir de el empleo de agua caliente para el mezclado, y quizá de el calentamiento de los agregados. El concreto genera calor rápidamente por los primeros tres días después de ser depositado, y podrá curarse normalmente si se le protege de la pérdida de calor. Esto es aconsejable si la temperatura ambiente es menor de 5° C.

La cimbra protege hasta cierto punto, y deberá dejarse por el mayor tiempo posible, pero si la temperatura desciende por abajo de 0°C se requerirá protección adicional. Las superficies planas expuestas a temperaturas de congelación pierden calor rápidamente, y deberán protegerse tan pronto se pueda caminar sobre ellas. Para estos fines puede usarse paja, aserrín, mantas y polietileno extendido.

Debe evitarse la congelación por todos los medios posibles, ya que la transición del agua para convertirse en hielo implica un aumento de volumen del orden del 9%, que destruye el concreto desde adentro, provocando su desintegración y desconchamiento, imposible de reparar.

***Deformaciones de los moldes*** Otras causas de agrietamiento del concreto en estado plástico son las deformaciones ó movimientos prematuros de los encofrados, cimbras ó apuntalamientos. En la figura No. 23 se muestra un caso de agrietamiento de un muro de concreto reforzado como consecuencia de la deformación del tensor a nivel de la cabeza del encofrado [ *Calavera, 1996* ]

***Deformaciones de terracerías en losas apoyadas sobre el suelo*** Un caso semejante al anterior es el del agrietamiento en losas apoyadas sobre el suelo, inducido al presentarse deformaciones en las terracerías a las pocas horas de haberse depositado el concreto.

La figura No. 24 ilustra el caso de una grieta paralela, y superpuesta al borde de una zapata corrida, que se presentó en una losa de piso. La grieta fue provocada al deformarse las terracerías y recargarse la losa contra la arista del cimiento por haber apoyado una parte de la losa sobre la zapata, y la otra parte sobre la sub-base. [ *Calavera 1996* ].

#### **4.4 Deterioro del concreto endurecido por procesos físicos**

Son dos los tipos de deterioro que puede sufrir el concreto ya endurecido por procesos físicos: **agrietamiento** y **erosión**. Enseguida describiré las causas mas comunes que dan origen a uno y a otro.

##### **4.4.1 Agrietamiento**

**Contracción térmica temprana** Diferenciales internos de temperatura son causa frecuente de agrietamiento. En estructuras de concreto, el calor generado por la hidratación del cemento durante el proceso de endurecimiento, no puede disiparse lo suficientemente rápido hacia el exterior, especialmente en volúmenes masivos, generándose un gradiente de temperatura del corazón ó núcleo del elemento hacia su superficie, el que se incrementa al aumentar la temperatura del concreto y disminuir la temperatura ambiente.

Esto provoca una condición de esfuerzos espurios internos autoequilibrantes, de tensión en las capas exteriores, y de compresión en el corazón.

Si los esfuerzos de tensión exceden la todavía baja resistencia del concreto en proceso de endurecimiento, se formarán grietas.

Estas grietas son siempre superficiales, con distribución en mapa, y aparentemente se cierran cuando el gradiente de temperatura desaparece.

No obstante, vuelven a ser visibles cuando por alguna razón la superficie se moja y seca de nuevo; la humedad absorbida dentro de las grietas delata su permanente existencia. Ver figura No. 28 [ *CEB, 1992* ].

**Contracción por secado** Cuando el concreto ha endurecido y se encuentra en un medio ambiente no saturado, gradualmente pierde agua, dando lugar – en el largo plazo – a una disminución de volumen y consecuentemente a una contracción, la que se denomina **contracción ó retracción por secado**. Algunos autores la llaman **retracción hidráulica** [ *Calavera, 1996* ].

Si el acortamiento del elemento estructural originado por contracción se encuentra restringido externamente, se originarán esfuerzos de tensión en la masa del concreto, los que a su vez provocarán agrietamiento, si exceden la resistencia del mismo.

El agrietamiento por contracción por secado ocurre generalmente entre quince días y un año después de haber realizado el colado. Aproximadamente el 60% de la contracción total de un año, ocurre en los primeros noventa días [ *Perkins, 1986* ].

La contracción por secado es parcialmente reversible. Al presentarse un aumento de humedad ocurre el fenómeno contrario, es decir una hinchazón que se traduce en la recuperación de una fracción de la contracción total.

Las deformaciones por contracción no se limitan al primer año de vida de la estructura. Una caída brusca de humedad; p. ej.: por aplicación de calefacción en edificios, en cualquier época de la vida de la estructura, puede provocar deformaciones significativas y agrietamiento en un concreto que parecía estabilizado.

A diferencia con las grietas de contracción plástica, las de secado suelen tener aberturas finas, constantes, presentando trayectorias limpias que habitualmente no se ramifican ni se entrecruzan, si bien son grietas profundas, pudiendo llegar a seccionar totalmente a los elementos restringidos.

En este tipo de agrietamiento, juega un papel muy importante la rigidez global del sistema estructural afectado, pudiendo suceder que en lugar de producirse el agrietamiento en el elemento que se acorta, se produzca en los otros unidos a él. Ver figuras Nos. 25, 26 y 27 [ *Fernández Cánovas, 1974* ].

Acompañando a los esfuerzos causados por la contracción por secado de largo plazo, se presentan en forma gradual esfuerzos por contracción diferencial. Cuando el concreto pierde humedad a partir de la superficie, se desarrollan gradientes de contracción entre las capas exteriores y el

corazón de la pieza induciendo un estado de esfuerzos espurios internos autoequilibrantes --semejantes a los inducidos por los gradientes térmicos -- de tensión en la superficie, y de compresión en el corazón. La configuración del agrietamiento es también en mapa y difícilmente distinguible del provocado por contracción térmica temprana.

Es importante notar, que el efecto benéfico del flujo plástico -- que se desarrolla simultáneamente, -- se traduce en una reducción de los esfuerzos resultantes de la superposición de los efectos de la contracción por secado de largo plazo y diferenciales. Sin embargo, este efecto benéfico del flujo plástico, no se logra en el caso de los esfuerzos por gradientes de temperatura derivados del calor de hidratación, dado que este proceso se dá dentro de los primeros días posteriores al colado; es decir, en un concreto joven, de baja deformabilidad. Por otra parte, es oportuno mencionar que el fenómeno de contracción por secado tiende a abrir grietas previamente formadas a raíz de otros factores como las de contracción térmica temprana.

También debe recordarse que distintos efectos pueden ser aditivos, de tal forma que, aún y cuando una sola causa pudiera no ser suficiente, una combinación de causas si pudiera resultar en el agrietamiento del concreto [Perkins, 1986].

---

**Estrellamiento** El esquema de este tipo de agrietamiento se muestra en la figura No. 30. Se caracteriza por trayectorias siguiendo un patrón de áreas irregulares, de forma aproximadamente hexagonal, típicamente de 5 a 80 mm de lado, y suele aparecer entre uno y quince días después del colado.

Este agrietamiento ocurre solo superficialmente en la pieza, con profundidades de unos cuantos milímetros; por sí mismo no afecta la integridad estructural del concreto, y no degenera en otros deterioros excepto en superficies sujetas a agresiones de tipo abrasivo [Campbell y Roper, 1991].

Su origen está en las tensiones superficiales motivadas por un alto contenido de humedad, sobre todo cuando el gradiente de humedad en sentido normal a la superficie es muy fuerte.

Puede darse en superficies encofradas con moldes excesivamente impermeables y especialmente en superficies excesivamente pulidas con llana metálica. Son épocas críticas para este tipo de agrietamiento las de baja humedad relativa.

La figura No. 31 indica la posible ocurrencia de grietas en el concreto durante su primer año de vida [ Calavera, 1996 ].

**Ciclos de congelación y deshielo** Este tipo de agresión es frecuente en concretos situados a la intemperie, en regiones donde las temperaturas descienden con frecuencia por debajo de los cero grados, y consiste en la congelación y posterior deshielo del agua absorbida por el concreto dentro de sus poros abiertos.

El agua al congelarse experimenta un incremento de volumen del 9%. Si esta se encuentra llenando parcialmente los poros del concreto, y el espacio libre ocupado por el aire es igual o superior a ese porcentaje, al producirse la helada habrá holgura suficiente para absorber la expansión y, por lo tanto, no se producirán esfuerzos en el concreto que puedan dañarlo; sin embargo, si el grado de saturación es superior al crítico, del 91%, el espacio libre será limitado y la expansión del agua se encontrará impedida, provocando esfuerzos de tensión en el concreto que podrán producir su agrietamiento.

La temperatura a la que se produce la congelación del agua en el interior del concreto no es necesariamente la misma que la del agua situada en los espacios abiertos, pues depende de factores como la presión capilar -- que es función del diámetro de los poros -- y de las sales disueltas procedentes del propio concreto, entre otros. En ocasiones, la temperatura de congelación desciende por debajo de los  $-10^{\circ}$  C, especialmente cuando los poros son de diámetro muy pequeño.

Más que la helada en sí, en el concreto son peligrosos los ciclos de congelación y deshielo con lluvias intermedias. En éstos, se produce una saturación del concreto seguida de temperaturas frías que provocan la congelación del agua, y posteriormente un ascenso de temperatura que descongela al hielo formado, para posteriormente producirse una nueva saturación de agua, y repetir el ciclo. Esta secuencia de ciclos hielo-deshielo

es la empleada en los ensayos de laboratorio para conocer la resistencia que frente a este tipo de agresión presentan determinados concretos. Para que realmente exista peligro en un concreto debido a la agresión de los ciclos hielo-deshielo, es necesario que éste se encuentre prácticamente saturado de agua. Si bien esto no es frecuente en estructuras de edificios, sí lo es en otro tipo de construcciones tales como puentes, canales y presas.

Los efectos producidos por el aumento de volumen del agua al congelarse dentro de los poros, se traduce en esfuerzos de tensión en el concreto, que termina disgregándose superficialmente. Estos efectos son tanto mas importantes, cuanto mayor sea la porosidad del concreto, y cuanto mayor sea el numero de ciclos hielo-deshielo a que se le someta.

Cuando se anticipe que el concreto pueda sufrir este tipo de agresión, debe diseñarse la estructura de tal forma que no quede expuesta directamente a la acción del agua, dándole a las superficies las pendientes precisas para que el agua no se acumule en ella.

El concreto debe dosificarse con una relación agua/cemento baja, con cementos puzolánicos, para que fijen la cal y eviten la lixiviación por el agua y deben colocarse, compactarse y curarse cuidadosamente.

Además del empleo de concretos de baja relación agua/cemento, bien compactados y curados, el empleo de aditivos inclusores de aire es fundamental cuando se prevé la existencia de heladas. Las pequeñas burbujas de aire generadas por los aditivos, que interrumpen los poros capilares, pueden considerarse como poros casi cerrados, de forma que incluso en un concreto saturado de agua permanecen sin llenar; sin embargo, el proceso de difusión durante la helada hace que estos pequeños poros esféricos actúen como cámaras de expansión. El espaciamiento de los poros esféricos creados no debe de exceder de un valor máximo a fin de asegurar su eficacia en el sistema, y la separación será tanto menor cuanto mayor sea la importancia del ataque por congelación. Al producirse el deshielo, el vaciado de los poros no llega a ser completo, con lo cual, en heladas sucesivas los poros van llenándose de forma cumulativa, dando lugar a que el peligro de los ciclos hielo-deshielo sea mayor que en heladas individuales.

Un caso especialmente importante de concretos sometidos a ciclos de hielo-



deshielo, es el de superficies expuestas al tráfico de vehículos, como tableros de puentes, a las que se aplican productos descongelantes basados en el principio general de que una solución salina tiene un punto de congelación mas bajo que el agua. Por razones económicas, el producto mas frecuentemente empleado es la sal común – cloruro de sodio –. Su aplicación puede producir caídas importantes de temperatura en la superficie del concreto como consecuencia del calor latente de fusión del agua, que conduzcan a esfuerzos de tensión en los poros de la cara superior mayores que la resistencia del concreto, pudiendo provocar la fisuración del concreto superficial con lo que además se abre paso al ataque del acero de refuerzo por cloruros.

Ambos efectos de cambio de temperatura y de concentración de sales agravan el problema mas que si no se hubiesen empleado sales para deshielo.

La figura No. 32 indica la forma típica de manifestación del deterioro debido a los ciclos de hielo-deshielo. Antes de la helada, tanto el mortero como el agregado grueso absorben agua y, de acuerdo con los procesos apuntados, expanden al congelarse, produciendo roturas locales en la superficie, con botamiento de sectores de concreto.

**Variaciones estacionales de temperatura** Puede aceptarse que el coeficiente de dilatación térmica del concreto es:

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

$$\alpha_1 = 0.10 \times 10^{-4} / ^\circ\text{C}$$

Frecuentemente se dice que la existencia del concreto reforzado ha sido posible gracias a la coincidencia de coeficientes de dilatación térmica del concreto y del acero. Esto no es cierto, ya que aunque esos coeficientes son sensiblemente iguales, la velocidad a la que varían sus temperaturas ante un cambio térmico, son considerablemente diferentes. Lo que hace posible la existencia del concreto reforzado es la adherencia entre el concreto y las barras de refuerzo [ Calavera, 1996 ].

Si las deformaciones debidas a las variaciones térmicas están coartadas, ello engendrará esfuerzos internos y posible agrietamiento en las piezas. De hecho tales esfuerzos se controlan mediante la disposición de juntas de dilatación y accesorios como apoyos móviles en las estructuras.

En el caso particular de los edificios, existe con frecuencia la idea errónea de que sus estructuras de concreto necesitan juntas de dilatación a distancias del orden de 30 m. El cálculo directo de su separación y abertura conduce a valores generalmente muy superiores a esos. La falsa experiencia de daños con longitudes superiores a esos 30 m mencionados, viene de la confusión de que en un edificio las juntas han de ser comunes para la estructura, los muros y las azoteas. Realmente el orden de magnitud de las distancias respectivas es el siguiente [ Calavera, 1996 ]:

Estructuras	50 - 90 m
Muros de ladrillo	12 - 16 m
Azoteas	7 - 10 m

#### 4.4.2 Erosión

Existen procesos muy variados de erosión del concreto, parte de ellos ligados a usos industriales específicos. Otros son de tipo mas general, y se resumen a continuación:

**Desgaste superficial por abrasión** Es producido por acciones mecánicas debidas a tráfico de peatones, vehículos ordinarios, y vehículos industriales especiales y mas excepcionalmente a la acción del oleaje, si el agua lleva partículas en suspensión. La resistencia a la abrasión es proporcionada por el agregado grueso, pues el mortero tiene una resistencia al desgaste muy inferior a la del agregado.

**Desgaste superficial por cavitación** En superficies de concreto en contacto con corrientes de agua, si la forma no está correctamente estudiada, puede

ocurrir que la corriente tienda a separarse de la superficie del concreto en ciertos sectores, creando en ellos zonas de baja presión, la cual puede llegar a ser, en función de la temperatura, inferior a la presión de vapor, creándose el fenómeno de cavitación – idéntico al que se presenta a veces en turbinas y hélices de barco – que ataca a la superficie del concreto en forma de picaduras, las que posteriormente se unen en sectores erosionados amplios. La resistencia a la cavitación es proporcionada por la pasta de cemento.

## **4.5 Deterioro del concreto endurecido por procesos químicos**

### **4.5.1 Agrietamiento**

El agrietamiento y la desintegración del concreto por agentes químicos suele ser la que mayores daños ocasiona en las estructuras y la que presenta, frecuentemente, mayores dificultades a la hora de aplicar remedios.

La durabilidad de un concreto se puede medir por la velocidad con la que el mismo se descompone como resultado de acciones químicas.

En la mayor parte de los casos, el ataque de los agentes agresivos químicos tiene como objetivo el cemento, de aquí la importancia de elegir el cemento mas adecuado al medio con el que vaya a estar en contacto el concreto. En otras ocasiones, las menos, el ataque se producirá sobre los agregados.

Los mecanismos de agresión química al concreto presentan modalidades muy diversas, pero todas ellas tienen algunos aspectos comunes:

- **Es necesaria la posibilidad de un mecanismo de transporte de moléculas y iones de la sustancia agresiva desde alguna parte – principalmente de la atmósfera – a la sustancia reactiva en el concreto. Sin embargo, aún y cuando la sustancia agresiva estuviese ya presente en el concreto, tendría que ser transportada hacia la sustancia reactiva para que ocurra la reacción. Si no se dá el transporte, no habrá reacción.**

- **Si no hay agua en alguna forma – líquida o gaseosa –, las reacciones no se producen, o se producen a velocidad tan baja que no representan riesgo desde el punto de vista práctico. Aun en presencia de agua, los daños tardan un tiempo relativamente largo en manifestarse. En general, la reacción entre la sustancia agresiva y la reactiva se dá tan pronto ambas sustancias de encuentran. Sin embargo, debido a la baja velocidad de transporte de los agentes agresivos dentro de y hacia el concreto, estas reacciones frecuentemente pueden tomar varios años en manifestar sus efectos nocivos. La accesibilidad de la sustancia reactiva en el concreto es, por lo tanto, el factor determinante de la velocidad cuando ingresa una sustancia agresiva.**
- **La agresión se activa considerablemente al aumentar la temperatura. Puede aceptarse como simplificación que la velocidad de reacción se duplica por cada 10° C de aumento de la temperatura. Altas temperaturas se traducen en mayor movilidad de iones y moléculas. Dependiendo del tipo de reacción, la accesibilidad estará determinada por la permeabilidad del concreto todavía sano ó por la capa ó revestimiento pasivante de los productos reactivos.**

**Reacciones álcali - agregado** La reacción álcali - agregado se identifica como un proceso en el cual intervienen, principalmente los minerales que constituyen la roca utilizada como agregado según sea su naturaleza, cristalina ó amorfa, y los hidróxidos alcalinos del concreto que pueden ser aportados, bien por el cemento, por los mismos agregados ó por algún agente externo.

La gran mayoría de los agregados utilizados para la manufactura del concreto con cemento Portland son químicamente estables y sin interacción perjudicial con los otros ingredientes del mismo, con excepción de los agregados que contienen ciertos minerales que reaccionan con los álcalis solubles en el concreto [ Cottler, J. L., 1993 ]. En virtud de la naturaleza sumamente compleja de este problema, no todos los investigadores están de acuerdo en los mecanismos causantes de la expansión; sin embargo, a la fecha se reconocen tres tipos de reacción, a saber: álcali - sílice; álcali - silicato y

**álcali - carbonato.** Las reacciones químicas que se provocan, se identifican en forma general como **reacción álcali - agregado** [ *Campbell y Roper, 1991* ].

La reacción mas frecuente es la primera de ellas, identificada como **álcali - sílice** y se origina al ser atacados los minerales silíceos del agregado por los hidróxidos alcalinos del concreto derivados de los óxidos de sodio y de potasio.

Esta reacción tiene la particularidad de producir un gel alcalino-silíceo, el cual es higroscópico, y es el resultado de la interacción de los álcalis solubles en el cemento y los elementos integrantes de las partículas de agregados, que por su característica de ser hidrofílico, absorbe humedad incrementando su volumen. De esta manera se genera suficiente presión de dilatación para fracturar la estructura del concreto.

La expansión del gel puede tener también lugar por un efecto de aumento de presión hidráulica generada por un fenómeno de ósmosis. A veces, parte de este gel abandona el interior del concreto a través de las grietas, y aparece en las superficies en forma de gotas gelatinosas [ *Fernández Cánovas, 1994* ].

Los deterioros provocados por este ataque dependen del contenido en álcalis del cemento, de la forma y unión de estos en el mismo, de la dosificación de cemento, de los agregados, tamaño y cantidad de los mismos, porosidad del concreto y presencia de agua. También pueden influir, aunque no de una forma tan importante, el contenido de álcalis en el agua de mezclado, los aditivos, la temperatura y humedad relativa del ambiente y las sollicitaciones mecánicas a que está sometido el concreto.

Las lesiones que presentan los concretos deteriorados por la reacción álcali - agregado se manifiestan en forma de pequeñas grietas de forma irregular que aparecen en la superficie de los mismos, ó en forma de cráteres localizados en cuyos bordes pueden aparecer las gotas de gel blando antes mencionadas.

El deterioro se inicia con una pequeña superficie agrietada de forma irregular ó en mapa, seguida eventualmente por una completa desintegración. La expansión progresa en las direcciones de menor resistencia p. ej., en el caso de columnas originando grietas paralelas a la superficie y en la dirección de los esfuerzos de compresión.

Al aparecer las primeras grietas, estas permiten el acceso de agentes degradantes al interior del concreto, ocasionando probablemente que aparezcan otros mecanismos destructivos. Ver figura No. 33 .

Los cementos con adiciones se comportan mejor frente a este tipo de ataque que los que no las llevan, y los concretos fabricados con ellos serán muy eficaces si se han sometido a un cuidadoso proceso de curado. A este respecto, se ha comprobado que la expansión provocada por este tipo de reacción en cementos siderúrgicos, con contenidos de escorias superiores al 60%, tiene lugar a una velocidad de 100 a 1 veces mas reducida que en los cementos Portland. En los cementos puzolánicos, fabricados con puzolanas naturales ó con cenizas volantes, se observa un efecto parecido en cuando a la velocidad de expansión. Debido a esto, con cualquiera de estos cementos con adiciones, el contenido de álcalis no es un factor válido para conocer la actividad de éstos [ *Fernández Cánovas, 1994* ].

La reacción álcali - carbonato se considera diferente de las otras, pues se lleva a cabo entre los álcalis aportados por el cemento en la fase líquida del concreto y los agregados que contengan carbonatos como los de magnesio ó los de calcio y magnesio. Por la poca frecuencia con que se presenta, se conoce poco de este tipo de reacción; sin embargo, se han identificado como reactivos los agregados calizos de naturaleza dolomítica en los que los minerales arcillosos tienen un papel importante durante el proceso de esta reacción. En nuestro país, se han llevado a cabo investigaciones tendientes a regionalizar la República Mexicana según su grado de reactividad potencial álcali - carbonato en tres niveles: inocuo, moderado y severo [ *Uribe Afif, 1994* ].

A este tipo de agresión se le suele dar menor importancia que a la reacción con los áridos de naturaleza silícea y sin embargo, puede dar origen a problemas muy serios. En el caso de reacción de los álcalis con áridos de naturaleza dolomítica, los cementos que contienen adiciones también se comportan mucho mejor que aquellos que no las tienen.

***Carbonatación del cemento*** Una reacción química que en sí no es nociva para el concreto es la que se genera entre el hidróxido de calcio procedente

de la hidratación del cemento y el dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) de la atmósfera. De hecho, el concreto carbonatado es generalmente menos permeable que el mismo concreto sin carbonatar, y es por lo tanto más resistente al ingreso de fluidos agresivos. Desafortunadamente, la alcalinidad del concreto se reduce significativamente con la carbonatación, y por lo tanto, si los frentes de carbonatación se aproximan al acero de refuerzo o a cualquier otro metal embebido, la protección natural contra la corrosión se pierde y el mecanismo de corrosión se activa. Es por lo tanto muy importante asegurar que la calidad y espesor de los recubrimientos sean suficientes para prevenir que el mecanismo de corrosión del acero de refuerzo, se active en cualquier momento de la vida de la estructura.

La reacción se debe a la penetración del  $\text{CO}_2$  del aire atmosférico en la estructura porosa de la capa superficial del concreto. Parte se disuelve en algunos de los poros y reacciona con la cal libre del cemento y otros compuestos cálcicos. El proceso origina un descenso del pH en la capa exterior del concreto, de su valor usual de 13, hasta valores del orden de 9, y al perder su basicidad, deja de ser un elemento protector de la corrosión del refuerzo. De una forma aproximada, la profundidad de la carbonatación es proporcional a la raíz cuadrada del tiempo. El proceso es tanto más intenso cuanto más importantes son los cambios de humedad y más elevada la temperatura. Si el concreto permanece saturado, no hay carbonatación. El proceso es también más intenso cuanto mayor es la permeabilidad. De ahí que un curado defectuoso afecte gravemente a la permeabilidad, y por tanto a la carbonatación, y finalmente a la durabilidad.

***Corrosión del acero*** El deterioro del concreto ocasionado por la corrosión de las barras de refuerzo es muy espectacular y a veces aparece con gran rapidez. El primer síntoma que presenta un elemento estructural en el que se haya iniciado la corrosión, es la aparición de grietas coincidiendo con la situación de las barras principales. Estas fisuras, en un principio capilares, provocadas por los esfuerzos originados por la herrumbre expansiva formada alrededor de las barras, va abriéndose con el paso del tiempo, a la vez que empiezan a aparecer otras coincidiendo con el plano de los estribos o anillos.

La velocidad con la que la corrosión va avanzando y el agrietamiento incrementándose, depende del grado de carbonatación del concreto, del acceso de oxígeno, de la humedad y de la concentración de iones cloro. Al llegar a un determinado valor de la corrosión, se produce el desprendimiento de las esquinas de los elementos estructurales, o de todo el recubrimiento si la cuantía de acero es muy grande, y se origina una delaminación del concreto.

Como consecuencia de la pérdida de sección de las armaduras y de la disminución de adherencia de las barras con el concreto, la capacidad resistente de la estructura va haciéndose cada vez más reducida.

Al quedar el refuerzo expuesto al aire libre, la corrosión sigue avanzando a mayor velocidad y el volumen aparente del óxido, que en un principio era de tres a cuatro veces el del acero desaparecido, puede llegar a ser hasta diez veces mayor.

En el caso de elementos a compresión, debido a la menor sección de los estribos o anillos, éstos terminan por desaparecer, con lo cual las barras principales quedan sin sujeción y, por consiguiente, expuestas a pandeo y sin proporcionar una contribución resistente en el elemento estructural que tendrá que soportar todas las cargas a través del núcleo ó corazón de concreto, que al mismo tiempo puede haber perdido resistencia en una zona más o menos

profunda, por efecto de la agresión química que los iones cloro van ejerciendo sobre el propio concreto y que será más o menos energética, dependiendo del tipo de cemento con que se haya fabricado. En estas condiciones si el elemento no se ha colapsado, puede estar próximo a hacerlo. [ *Fernández Cánovas, 1994* ].

La velocidad de progreso de las fases anteriormente descritas y que son comunes para elementos verticales y horizontales depende, como se ha indicado anteriormente, de la porosidad del concreto, del espesor de los recubrimientos, y de las medidas de protección adoptadas, entre otros factores.

Es frecuente en construcciones nuevas expuestas a ambientes marinos o agresivos industriales, tener en cuenta estos factores empleando: recubrimientos adecuados; altas dosificaciones de cemento bajo en adiciones



para mantener alta la alcalinidad; bajas relaciones agua/cemento; compactación energética; y curados efectivos prolongados, a fin de obtener concretos impermeables.

En la fase de diseño y en el caso de estructuras expuestas a agentes agresivos, es conveniente proyectar los elementos con superficies inclinadas que eviten la acumulación y encharcamiento de aguas y den salida rápida a las mismas, así como disponiendo barreras físicas que impidan que las salpicaduras de agua, a veces con sales de deshielo en disolución procedente del paso de vehículos, incidan directamente sobre los elementos de concreto reforzado.

En el apartado 4.8 trataré ampliamente el fenómeno de la corrosión del acero de refuerzo en el concreto, los mecanismos que lo provocan y los parámetros asociados mas importantes.

#### **4.5.2 Deterioro por ácidos**

La acción de los ácidos como sustancia agresiva, sobre el concreto como sustancia reactiva, se traduce en la transformación de los compuestos cálcicos: hidróxido cálcico, silicato y aluminato cálcico hidratado, de forma más o menos rápida, en las sales cálcicas del ácido que ataca.

Dado que la pasta de cemento hidratada tiene un carácter alcalino, producido fundamentalmente por la portlandita o  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  generada en la hidratación de los silicatos, puede ser atacada por los ácidos dando las sales cálcicas correspondientes, que en la mayoría de los casos son solubles y por tanto, se eliminan del concreto haciendo a éste cada vez mas poroso y con mayor superficie expuesta al ataque. Se excluyen de este proceso los ácidos oxálico y fosfórico que no producen sales solubles en el agua y por consiguiente no son eliminables. Por otra parte los ácidos atacan también determinados agregados como los calizos. Como consecuencia de estos ataques, el concreto termina desintegrándose. Ver figura No. 34.

Desde el punto de vista de su naturaleza se pueden considerar los ácidos inorgánicos y los orgánicos.

Entre los ácidos inorgánicos que atacan al concreto se pueden reseñar como peligrosos el ácido sulfúrico y el ácido sulfuroso, que producen sulfato cálcico y por tanto etringita; el ácido clorhídrico, ácido nítrico, ácido sulfhídrico y ácido carbónico, que generan sales solubles que se eliminan por lixiviación. El ácido brómico y el ácido crómico, menos frecuentes pero que actúan atacando también al concreto. El ácido fosfórico reacciona con el hidróxido cálcico dando lugar a una capa de fosfato insoluble que protege al concreto frente a otros ataques y el ácido fluorhídrico que da fluoruro cálcico insoluble y que actúa cerrando los poros del concreto.

Entre los ácidos orgánicos se pueden considerar por su carácter agresivo el ácido acético que se encuentra en los vinos y vinagres, y que con el hidróxido cálcico da lugar a la formación de acetato cálcico. El ácido láctico que se encuentra en los residuos de las industrias lácticas y que da lugar a la formación de lactatos solubles. El ácido oxálico que forma oxalatos insolubles que protegen al concreto cerrando sus poros por lo que se emplea como elemento protector superficial. El ácido tánico es débil y poco agresivo. El ácido húmico es un ácido débil que se encuentra en las aguas pantanosas y que puede perjudicar al concreto en su fraguado y endurecimiento si éste se mezcla con aguas que lo contengan.

No todos los ácidos, en iguales concentraciones, poseen la misma intensidad de ataque ya que ésta queda definida por el pH o potencial de hidrógeno que presenta la disolución del ácido en cuestión. Así, de acuerdo con el pH de la disolución, se puede considerar que ésta es débilmente agresiva si está comprendido entre 6.5 y 5.5, moderadamente agresiva si lo está entre 5.5 y 4.5 y fuertemente agresiva si es menor de 4.5.

Aparte del pH, la velocidad de reacción depende principalmente de la solubilidad de las sales cálcicas resultantes. Cuanto menos solubles sean estas sales, mas fuerte será el efecto pasivante de las sales precipitadas.

Si la sal cálcica es soluble, la velocidad de reacción dependerá de la velocidad con que la sal sea disuelta por lo que, si el elemento de concreto está en un recinto hermético donde no se eliminan las sales, su vida será mayor que si lo está en un medio fluido.

Una condición importante y generalmente válida que controla las reacciones químicas destructivas es que la velocidad del deterioro provocado por la sustancia agresora es mucho mayor en soluciones en movimiento que en soluciones estancadas.

Las sales de magnesio y de amonio se comportan de la misma forma que sus ácidos equivalentes reactivos; así el cloruro de amonio reaccionará como el ácido clorhídrico libre y el nitrato de amonio como el ácido nítrico libre. La única diferencia entre las reacciones de estas dos sales y las de los ácidos libres está en que en las primeras se libera hidróxido de magnesio mientras que en las segundas se libera hidróxido de amonio.

Es muy importante comprender que hay una diferencia fundamental entre el ataque por ácidos, y el ataque por sulfatos y álcalis. En el primer caso, ocurre una destrucción total del sistema de poros, dado que los ácidos reaccionan con todos los componentes del cemento; mientras que en el caso de los sulfatos, éstos atacan solo algunos de ellos.

Por lo tanto, en el caso de ataque por ácidos, la permeabilidad del concreto sano es de menor importancia; en cambio, en el caso de ataque por sulfatos o álcalis, la permeabilidad del concreto sano es extremadamente importante [CEB, 1992].

---

#### 4.5.3 Deterioro por sulfatos

De todos los aniones que componen las sales, los sulfatos son quizá los agentes agresivos más perjudiciales para el concreto, dando lugar en su ataque al cemento, a componentes fuertemente expansivos que terminan destruyéndolo totalmente.

La reacción de los iones sulfato como sustancia agresiva, se produce con el aluminato tricálcico del cemento como sustancia reactiva, en presencia del agua, dando sulfoaluminato tricálcico, que cristaliza con treinta y una moléculas de agua; **sal de Candlot** o **stringita**, que se le suele conocer también con el nombre de **bacilo del cemento**. Este sulfoaluminato presenta un volumen 2.5 veces superior al del aluminato de partida dando, por

consiguiente, lugar a una fuerte expansión y a la desagregación total del concreto al destruirse el conglomerante y quedar suelto el árido, permitiendo un acceso más fácil de iones sulfato. La intensidad de la reacción depende de factores como pueden ser: cantidad de aluminato en el cemento, solubilidad del sulfato, tipo de catión unido al radical sulfato – sodio, magnesio, o calcio--, y permeabilidad del concreto y temperatura [ *Fernández Cánovas, 1994* ].

La desagregación del concreto se inicia en la superficie con un cambio de coloración, seguido de la aparición de grietas entrecruzadas cuyo espesor va aumentando, a la vez que se va produciendo una delaminación del concreto superficial, con curvado de las capas más externas del mismo como consecuencia de los esfuerzos que producen la expansión de los productos producidos. Ver figura No. 35.

Los principales parámetros que influyen en la expansión son: las condiciones de exposición, es decir, la cantidad de sustancias agresivas disponibles, la susceptibilidad del concreto dependiente del tipo de cemento empleado, la permeabilidad del concreto, la cantidad de agua disponible y la temperatura.

Los sulfatos pueden encontrarse en el suelo y por tanto, en contacto con una cimentación o con otros elementos de concreto; pueden estar en los líquidos que transporta una tubería o que están en contacto con un canal o una presa; pueden acompañar al agua de mezclado o de curado del concreto; pueden proceder de productos que estén confinados en depósitos o contenedores de concreto, o bien pueden formarse por oxidación del  $SO_2$  existente en atmósferas industriales y por consiguiente, en contacto con concretos situados a la intemperie.

Aunque el cemento está formado por la molienda conjunta de clinker y yeso, es decir, sulfato cálcico, empleado como regulador de la velocidad de fraguado, su reacción con el aluminato tricálcico del cemento no es nociva ya que tiene lugar cuando la pasta de cemento se encuentra en estado plástico y, por tanto, antes de producirse su endurecimiento, con lo cual, la expansión producida no da lugar a la creación de tensiones. En cambio, en un posterior ataque por sulfatos externos, actuando sobre el aluminato que no había quedado fijado en la reacción anterior, si se producirá reacción expansiva.

A título orientativo, enseguida se indican, de acuerdo con las directrices del

Instituto Americano del Concreto, los valores del contenido de sulfatos en el agua, que dan lugar a diferentes grados de agresividad [ACI-201, 1992]:

<b>AGRESIVIDAD</b>	<b>SO<sub>4</sub> (ppm)</b>
Baja	0 - 150
Moderada	150 - 1,500
Severa	1,500 - 10,000
Muy severa	> 10,000

En la magnitud del ataque por aguas sulfatadas, al igual que ocurre con otros agresivos químicos en disolución, el que el agua esté estancada o en movimiento tiene mucha importancia, ya que el poder de lavado del cemento es mayor en el segundo caso; así ocurre igualmente en suelos cohesivos en los que el movimiento del agua es lento y por tanto, la intensidad del ataque es menor que en el caso de suelos arenosos.

Las aguas estancadas que contienen más del 0.5% de SO<sub>3</sub> son peligrosas, al igual que lo son las renovadas continuamente que contienen más del 0.1% de SO<sub>3</sub>. El agua que contiene sulfato magnésico es eminentemente agresiva, dado que la solubilidad de esta sal es muy elevada: 710 gr/l a 20°C aproximadamente.

#### **4.5.4 Deterioro por álcalis**

El mecanismo de deterioro por álcalis se asemeja más al del deterioro por sulfatos que al del deterioro por ácidos, dado que el ataque es solo sobre ciertas sustancias del concreto. La diferencia entre el ataque por sulfatos y el ataque por álcalis es que la sustancia reactiva en el primer caso está en el cemento mientras que en el segundo caso está en los agregados. Este tipo de agresión ya fue descrita en el apartado 4.5.1.

#### **4.5.5 Otros agresivos químicos**

El hipoclorito cálcico, a pesar de tener carácter básico, en concentraciones elevadas puede atacar al concreto sobre todo si éste es muy poroso. Los concretos de buena calidad presentan un buen comportamiento frente a las disoluciones de hipoclorito.

El hidróxido de sodio ó sosa cáustica, no suele reaccionar con el cemento dado que éste es básico; sin embargo, cuando está en concentraciones superiores al 10% y la temperatura es elevada, puede producir la desagregación del concreto.

Los jugos de frutas, al contener ácidos orgánicos, suelen atacar al concreto con mayor o menor intensidad dependiendo de la naturaleza del ácido y de su concentración.

El azúcar termina atacando al concreto, y tanto mas cuanto mas profundamente entre dentro de su masa.

La leche en sí no es peligrosa, aunque si lo son los derivados ácidos de la misma por el ácido láctico que poseen. De aquí que en las industrias lácteas haya de protegerse el concreto, especialmente en los pisos donde se pueden producir derrames.

Los aceites y grasas derivadas del petróleo no poseen ácidos y por tanto, no suelen ser agresivos. Sin embargo, dado su gran poder de penetración, terminan filtrándose en el concreto y restando adherencia a los áridos con la pasta, con lo cual las resistencias mecánicas del concreto se reducen.

Las aguas residuales domésticas no suelen tener agentes agresivos que hagan peligrar la integridad del concreto, pero sí los poseen las aguas residuales industriales, y su agresividad dependerá de los componentes de las mismas y de su concentración, debido a lo cual es imprescindible analizar

estas aguas antes de decidirse por el tipo de tubería a emplear, o por el de revestimiento protector en el caso de utilizar tuberías de concreto.

El alcohol metílico y el alcohol etílico son fuertemente agresivos para el concreto. La glicerina y el glicol son moderadamente agresivos y dan lugar a la formación de sales solubles de cal.

Los aldehídos no son agresivos; sin embargo, la disolución de formaldehído da lugar a la formación de ácido fórmico que es moderadamente agresivo.

Las aguas puras procedentes de deshielo o las blandas, tienen carácter agresivo debido a su gran poder de disolución, fruto de su bajo contenido en cal, en sales disueltas y baja alcalinidad, siendo su agresividad dependiente de la pureza que posean estas aguas. Si el agua contiene anhídrido carbónico o sulfuroso en disolución, su poder agresivo se verá muy incrementado pues aparte de ser aguas blandas son también aguas ácidas.

El agua desmineralizada, destilada o procedente de deshielo posee un índice de Langelier negativo, lo que indica que tiene poder de disolver la cal. Estas aguas actúan disolviendo el hidróxido cálcico del concreto, haciéndolo cada vez más poroso, permeable y menos resistente, a la vez que disminuyen la reserva alcalina del mismo. Si el agua se encuentra en movimiento, existe una continua renovación de la misma en contacto con el concreto, y por consiguiente el ataque será más intenso.

Concretos muy compactos y fabricados con cementos puzolánicos, que fijan la cal, presentan un comportamiento mucho mejor que los poco compactos y realizados con cemento Portland rico en silicato tricálcico que libera mucha cal en su hidratación.

La urea es utilizada en la industria de los fertilizantes y como sal para deshielo de carreteras y aeropistas. La fórmula química de la urea es  $\text{CO}(\text{NH})_2$ . Existe controversia respecto a si el deterioro del concreto en contacto con la urea es originado por ataque químico ó si se trata de agresión física derivada de la cristalización de sus sales en el interior de los poros del

concreto. Parece ser que el consenso de las opiniones es que el ataque no se debe a reacciones químicas entre la urea y el cemento.

El cloruro de sodio también se usa en grandes cantidades como sal para deshielo, aún y cuando se sabe que es sumamente agresivo hacia el acero de refuerzo. Se ha sugerido el reemplazo del cloruro de sodio por urea como descongelante; sin embargo, se ha demostrado que la urea es casi tan agresiva hacia el acero como lo es el cloruro de sodio [Perkins, P., 1986].

Una excelente referencia sobre los efectos provocados en el concreto por agresiones químicas incluyendo una guía de medidas profilácticas y terapéuticas es la publicada en 1989 por la Asociación Americana del Cemento Portland [PCA, 1989].

## **4.6 Deterioro del concreto endurecido por procesos biológicos**

### **4.6.1 Aguas residuales**

La forma principal de ataque biológico, y una de las más graves, se presenta en los elementos de concreto que están en contacto habitual con aguas residuales. El daño es debido a la acción del ácido sulfúrico. En las aguas residuales existen habitualmente derivados orgánicos e inorgánicos del azufre, especialmente sulfitos -- aguas industriales --, y sulfatos -- aguas domésticas --.

Si la concentración de oxígeno es inferior a 0.1 mg/l, es decir si las aguas residuales son anaeróbicas, hay difusión de H<sub>2</sub>S en el agua y en el aire y puede formarse ácido sulfúrico con agresión grave del concreto. Si la concentración de oxígeno es superior a 1 gr/l, es decir si las aguas residuales son aeróbicas, el riesgo no existe [Calavera, 1996].

La desintegración del concreto en sistemas de alcantarillado, ocurre típicamente solo por encima del nivel del agua, siendo más severa inmediatamente arriba del nivel promedio diario. A lo largo de los lados arriba de este punto, puede hacerse evidente algo de corrosión, incrementando en



severidad hasta alcanzar la corona pudiendo en casos severos llegar a perforarse. La primera manifestación patológica es la aparición de efflorescencias blancas. El deterioro inicial es lento, pero en la medida en que progresa se vuelve mas rápido, produciendo el desconchamiento del concreto. Al alcanzar su desarrollo final, la superficie del concreto es reducida a un material suave y cremoso del cual se desprende el agregado.

Los compuestos de azufre presentes en el alcantarillado, son reducidos a sulfuros por la acción de microorganismos en aquellas partes del sistema en donde el oxígeno disuelto en las cargas residuales es expulsado como resultado de la acción biológica. Algunos de los sulfuros formados, se escapan a la atmósfera del alcantarillado en forma de gas de sulfuro de hidrógeno, el cual se disuelve en la humedad condensada en las paredes de los ductos por encima del nivel de flujo de las aguas residuales y sobre las paredes de los pozos de visita y cárcamos, en donde es convertido en ácido sulfúrico mediante una bacteria oxidante del azufre en presencia de oxígeno.

El ácido sulfúrico causa el deterioro del concreto de los ductos; dependiendo la severidad de la desintegración de las condiciones en el alcantarillado y del grado de resistencia que el concreto tenga contra el ataque de los ácidos. Este proceso se ilustra en la figura No. 36. La actividad óptima de los organismos productores de sulfuros y por consecuencia la producción de sulfuros, depende de las cantidades de sulfatos; de azufre orgánico y de otros materiales orgánicos disponibles; del potencial de oxidación - reducción; de la concentración de iones de hidrógeno; de la temperatura y de las condiciones del medio. La corrosión de los sistemas de alcantarillado es mas severa en las siguientes circunstancias [ *Campbell y Roper, 1991* ].

- Descargas de colectores principales ó tuberías a presión dentro de un alcantarillado de gravedad.
- Descargas en el alcantarillado de estiércol o contenidos de letrinas y otros desperdicios carbonosos de alta concentración.

- Descargas en el alcantarillado de ciertos efluentes industriales, particularmente aquellos con bajo pH.
- Sistemas de alcantarillado trazados con tan baja pendiente que la velocidad del agua residual es menor que la mínima requerida para arrastrar los desechos. En dichos sistemas, el drenaje se vuelve séptico y la lama se acumula en las paredes del alcantarillado por debajo del nivel del agua. La lama produce un excelente foco de fertilidad para los organismos productores de azufre.
- Tiempo de retención prolongado que se traduce en drenaje séptico en los ramales mas alejados.

Recomendaciones para diseñar y para construir obras y sistemas durables de concreto reforzado para manejo de aguas negras pueden consultarse en Bayer, E. (1983).

#### **4.6.2 Concreto en contacto con abonos naturales**

El caso mas frecuente es el de los silos de estiércol. El estiércol no es un agente agresivo, pero sufre un conjunto de reacciones químicas similares a las de las aguas residuales y entraña los mismos riesgos [ Calavera, 1996 ].

#### **4.6.3 Invernaderos e instalaciones análogas**

En algunos casos se han empleado columnas de concreto sustentadas en cimientos de concreto de baja resistencia. Como en estas instalaciones es frecuente el abono del terreno, y la temperatura media suele ser superior a 20°C, el nitrito de amonio contenido en el abono ataca de forma grave al concreto [ Calavera, 1996 ].

## **4.7 Deterioro superficial del concreto endurecido**

Independientemente de las agresiones químicas y biológicas al concreto que se describieron en los apartados 4.5 y 4.6, existen formas de agresión que afectan al concreto, especialmente a su superficie y en particular a su aspecto estético. En este tipo de acciones sobre el concreto, como ocurre también en los ataques de tipo químico, no solo influye el clima general, sino los llamados microclimas, que a veces comprenden sólo distancias de pocos centímetros a la superficie del concreto.

Básicamente existen tres mecanismos de deterioro superficial: eflorescencias, depósitos de cultivos biológicos y depósitos de polvo por contaminación medioambiental.

### **4.7.1 Eflorescencias**

Debido a la hidratación del cemento Portland, se forman aproximadamente 0.25 kg de hidróxido de calcio por cada kilo de cemento. Dependiendo de la compacidad del concreto, del tiempo de descimbrado y de las condiciones del clima, la cal disuelta se transporta hacia la superficie, y es transformada en carbonatos debido a la presencia de dióxido de carbono en la atmósfera. Las eflorescencias se activan por la baja compacidad, por el descimbrado prematuro y por el clima caliente, seguido de un periodo húmedo y fresco.

Si bien las eflorescencias no son un problema grave en zonas fácilmente accesibles a la limpieza, pueden crear problemas mas serios en otros casos, como los puentes, en los que la limpieza es muy costosa. Cualquier ácido débil es suficiente para la limpieza, siendo preferibles los orgánicos, por ejemplo, el ácido muriático en concentración 1/5 a 1/10, seguido de un lavado profuso con agua [ *Hermann, K., 1998* ].

#### **4.7.2 Depósitos de cultivos biológicos**

En superficies húmedas de concreto, es fácil que se alojen cultivos biológicos, en particular algas, que pueden afean su aspecto.

En la mayoría de las superficies húmedas de concreto se pueden desarrollar colonias de algas de color verde oscuro. Aunque se sabe que algunas algas pueden vivir en superficies alcalinas, una reducción en el pH de la superficie parece acelerar su desarrollo.

Después del examen minucioso de superficies que a primera vista parecían estar sucias, se encontró que en realidad estaban afectadas por contaminación biológica, mas que por depósitos minerales.

Esto sugiere que la aplicación en las superficies de concreto de agentes biocidas, de poder residual prolongado, podrán mejorar su apariencia.

#### **4.7.3 Depósitos de polvo por contaminación medio ambiental**

El viento deposita polvo sobre las superficies del concreto. En zonas de escasa lluvia, como ciudades en regiones desérticas, llega en algunos casos a colorear el concreto.

En general es el polvo muy fino ( $d \leq 0.01$  mm) el que se adhiere mas firmemente a la superficie rugosa del concreto.

En este problema es fundamental la capacidad de lavado de las superficies por el agua de lluvia, tanto por los rehundidos y los resaltos que crean zonas de muy difícil o imposible limpieza, como por la influencia de la inclinación de la superficie. La figura No. 37 recoge las distintas situaciones. Una forma especialmente inadecuada es la de las terrazas y otros elementos como los indicados en la misma figura, ya que la lluvia no puede limpiar la zona curva. Diversos géneros y procedimientos de limpieza pueden consultarse en Hermann, K., 1998.

## **4.8 Corrosión del acero de refuerzo**

La corrosión del acero de refuerzo es, con mucho, la principal causa del deterioro de las estructuras de concreto reforzado. Por lo tanto, en el diseño y ejecución de estructuras nuevas, como en la reparación de existentes, debe prestarse especial atención al aseguramiento de una protección del acero, que sea efectiva en el largo plazo.

A menos que se usaran barras de acero inoxidable, ó que las barras de acero al carbón se protegieran en forma total mediante recubrimientos impermeables como películas epóxicas ó galvanizado, el concreto que rodea las barras deberá ser tan impermeable como sea posible.

### **4.8.1 Protección natural del acero embebido en concreto**

El concreto posee una característica de gran importancia para la construcción: protege natural y eficazmente las barras de acero de refuerzo contra la corrosión que causa el medio ambiente. Dicha protección se debe, en primer lugar, a que la solución contenida en los poros del concreto tiene un pH fuertemente alcalino y, por ello, mantiene inactivo naturalmente al acero. El hidróxido de calcio que se forma durante la hidratación de los silicatos y principalmente los óxidos de sodio y potasio -- álcalis -- presentes en el cemento, hacen posible que el pH de la fase acuosa contenida en los poros del concreto fabricado con cemento Portland fluctúe entre 12.5 y 13.5. En dichos valores de pH se forma espontáneamente una capa inerte de óxidos de hierro -- transparente, compacta y continua -- la cual preserva al acero de la corrosión por períodos indefinidos, aun en presencia de grandes cantidades de humedad en el concreto endurecido. Además de la protección por inactividad química, el concreto proporciona al refuerzo una protección física contra los agentes externos causantes de la corrosión del acero, ya que limita el acceso del agua, oxígeno, cloruros y otras sustancias que pueden tomar parte en el proceso de corrosión. Si bien el concreto no constituye una barrera perfecta debido a la red de poros que presenta y a la tendencia que

tiene a formar grietas, la importancia de la barrera física que representa el recubrimiento de concreto se relaciona principalmente con su capacidad para preservar las condiciones de un pH alto, necesarias para mantener el estado inerte del refuerzo al limitar la velocidad de penetración de sustancias ácidas desde el exterior [ González, J. A. y coautores, 1996 ].

#### **4.8.2 Mecanismos de la corrosión**

**Fuerza generadora de la corrosión** La mayoría de los metales no se encuentran en estado puro en la naturaleza sino que están combinados con otros elementos formando diferentes compuestos llamados menas. Para obtenerlos en estado puro es necesario separarlos de estas menas, lo que requiere invertir una gran cantidad de energía. La cantidad de energía requerida para la extracción de un metal varía de un elemento a otro; por ejemplo, para extraer metales como el magnesio, el aluminio ó el fierro es necesario emplear gran cantidad de energía, mientras que ésta es relativamente poca cuando se trata de cobre o plata. [ Avila y Genesca, 1986 ]. Sin embargo, al separarse, todos los metales almacenan energía, originando de este modo una tendencia a regresar a su estado original, es decir, oxidándose. La corrosión ocasiona que el metal regrese a un estado más estable, en otras palabras, es la causa de que los metales regresen a su estado original.

De esta manera, mientras mas energía se necesite para obtener un metal, mas fuerte será su tendencia a regresar a un estado mas estable y tenderá a corroerse con mayor rapidez. Si conocemos la cantidad de energía requerida para extraer los metales de sus menas y su consecuente tendencia para liberar dicha energía en forma de corrosión, podremos elaborar una lista que muestre la posición de dichos metales y, por lo tanto, su tendencia a corroerse. Ver cuadro No. 7.

**Oxidación y reducción** De las diversas operaciones que deben realizarse para extraer el metal del mineral, la principal puede resumirse en una sola

palabra: **reducción**. De igual manera, las transformaciones sufridas por el metal que retorna a su estado original también pueden resumirse en otro vocablo: **oxidación**.

Al ocurrir la reacción de **oxidación**, el fierro libera dos electrones lo que provoca que aumente su valencia. La reacción inversa produce una disminución en la valencia del metal y por ello se denomina **reducción**.

Por esta razón se puede decir que la **reducción** consume electrones y la **oxidación**, por el contrario, los libera, es decir, la **reducción** y la **oxidación** se complementan siempre la una a la otra [ West, J., 1986 ].

**Corrosión electroquímica** De acuerdo con el tipo de ambiente donde ocurre la **corrosión** de los metales se pueden distinguir dos formas de **corrosión**: la **corrosión química** y la **corrosión electroquímica**. La **corrosión química** -- **corrosión seca** u **oxidación directa** -- ocurre debido al ataque de sistemas no electrolíticos, por ejemplo, gases y vapores a temperaturas que impiden su condensación sobre la superficie metálica o por líquidos no conductores de la corriente eléctrica.

Una reacción electroquímica es una reacción química en la que hay transferencia de electrones y iones; por lo tanto, cuando ocurre en un medio acuoso es un proceso de naturaleza electroquímica. La **corrosión electroquímica** comprende a la **corrosión atmosférica** en aire húmedo, a la producida por los suelos o a la **corrosión** provocada por medios electrolíticos como el agua de mar, las soluciones ácidas y los álcalis así como por sales fundidas [ Avila y Genesca, 1986 ].

Para que pueda ocurrir la **corrosión electroquímica**, se necesita de cuatro elementos para formar la llamada **pila de corrosión** o **pila galvánica**: el **ánodo**, donde ocurre la reacción de **oxidación**; el **cátodo**, donde ocurre la **reducción**; el medio conductor que los ponga en contacto iónico, llamado **electrolito** y, para cerrar el circuito, un conductor electrónico que una al **cátodo** con el **ánodo**.

**Pasivación y capas protectoras** Como resultado de las reacciones de **corrosión** se producen algunos productos como ciertos óxidos o hidróxidos.

Estos productos pueden ser de dos tipos: solubles e insolubles. Los productos insolubles generalmente son películas muy delgadas de óxido, invisible al ojo, como es el caso del óxido de cromo,  $\text{Cr}_2\text{O}_3$ , que se forma en los aceros inoxidable o en el aluminio, el cual expuesto al aire forma una capa de óxido invisible la cual protege a éste contra la corrosión atmosférica. Este fenómeno de protección es lo que se conoce como pasivación. La pasivación de un metal se puede definir como la pérdida de reactividad química bajo ciertas condiciones ambientales [ Castro, P., y coautores, 1977 ].

Este fenómeno se debe a una capa superficial muy delgada, de aproximadamente 30Å que actúa como una barrera contra la corrosión.

**Tipos de corrosión** Se puede hacer una clasificación de acuerdo a la manera en la que se produce la corrosión. Entre los tipos mas comunes se pueden encontrar:

**Corrosión bimetalica** También se le conoce como corrosión galvánica. Ocurre cuando están en contacto eléctrico dos metales distintos expuestos a soluciones corrosivas ó a condiciones atmosféricas húmedas. Uno de ellos se comportará como ánodo y el otro como cátodo de acuerdo a la posición que tengan en la serie galvánica. Así, el mas negativo ó activo se corroerá con mayor intensidad mientras mas alejado esté del menos negativo en la serie galvánica.

El término de corrosión electroquímica se aplica también a un metal que tiene sectores sometidos a diferentes concentraciones de oxígeno, o que posee zonas con distintas estructuras cristalinas, heterogeneidades en el entorno que lo rodea ó que está sometido a diferentes esfuerzos, dando lugar a la formación de una pila. De este tipo de corrosión me ocuparé por ser la responsable de los daños que aparecen en las estructuras de concreto reforzado.

**Corrosión uniforme** Este tipo de corrosión se puede dar cuando el ataque se extiende casi por igual sobre toda la superficie. Ejemplos de este tipo se pueden apreciar cuando se exponen piezas de acero en soluciones diluidas



ácidas o se exponen a agentes atmosféricos normales. En el área de la construcción se presenta comúnmente en los marcos de estructuras metálicas.

**Corrosión localizada** Este ataque tiene lugar solamente en determinadas áreas de la superficie, teniendo lugar en estas una intensificación del proceso corrosivo en comparación con la corrosión generalizada, pudiendo ser en un extremo peligroso ya que puede conducir al colapso prematuro de una pieza.

**Corrosión por picaduras** Este tipo de ataque se manifiesta, como su nombre lo indica, en forma de picaduras estrechas y profundas. Son difíciles de descubrir debido al pequeño diámetro de éstas y porque comúnmente están recubiertas de los productos de la corrosión.

La corrosión por picaduras es la que generalmente se presenta en el acero de refuerzo de puentes, muelles y estructuras que sean propensas al ataque de cloruros.

**Corrosión en grietas o hendiduras** Se presenta en uniones de piezas metálicas, en rendijas, debajo de arandelas, tuercas o remaches, en juntas traslapadas o debajo de depósitos u objetos localizados sobre la superficie metálica.

**Corrosión Intergranular** Todos los metales de uso práctico están constituidos por cristales que forman regiones cristalinas o granos, los cuales están orientados generalmente al azar. La corrosión intergranular es una forma de ataque localizado en el borde del grano o regiones adyacentes. El ataque se

presenta cuando el borde del grano es anódico respecto al grano y se forma una pequeña área anódica frente a una extensa área catódica, similar a los efectos de área de la corrosión galvánica.

**Corrosión bajo esfuerzo** Esta es una forma de ataque localizado; sin embargo se requieren de dos factores fundamentales: la presencia de un medio corrosivo específico y la presencia de esfuerzos a tensión, ya sea

aplicados o residuales en el material. Por ejemplo, en países de clima frío, algunos puentes presentan daños de este tipo, ya que generalmente durante el invierno se les deposita sales anticongelantes, las cuales contienen cloruros que son agresivos para las barras de refuerzo y además están sometidos a las cargas que el tráfico proporciona normalmente.

**Corrosión - fatiga** Es una forma muy parecida a la corrosión bajo esfuerzo, con la diferencia de que los esfuerzos que la provocan son de tipo cíclico y pueden ser introducidos por procesos térmicos o mecánicos.

**Corrosión - erosión** Se considera que es el aumento en la velocidad del deterioro que sufre un metal debido al movimiento relativo entre un fluido corrosivo y la superficie metálica. Ejemplos de este tipo de deterioro se pueden observar en las tuberías de acero o de concreto que conducen ciertos fluidos corrosivos.

**Corrosión bacteriológica** Ese tipo de corrosión es generado por microorganismos de diferentes variedades, los cuales actúan de una manera sinérgica. Así, por ejemplo, algunos microorganismos del agua de mar pueden atacar a los pilotes de puentes o muelles provocando de esta manera la corrosión de la estructura.

**Causas de la corrosión del acero embebido en concreto** La corrosión del acero de refuerzo en las estructuras de concreto ocurre por la destrucción de la capa pasivante formada naturalmente sobre el acero embebido en el concreto. Esta tiene dos causas principales:

- La presencia de una cantidad suficiente de cloruros, añadidos durante la fabricación del concreto o por la penetración del exterior, ó de otros iones despasivantes en contacto con el refuerzo.
- La disminución de la alcalinidad del concreto, cuando éste reacciona con sustancias ácidas del medio ambiente.

Los iones despasivantes provocan una corrosión de tipo localizado, mientras que la reducción de la alcalinidad del concreto permite la disolución completa de la capa despasivante y, por lo tanto, ocasiona una corrosión de tipo generalizado [ González, J. A. y coautores, 1996 ].

**Carácter electroquímico de la corrosión del acero de refuerzo** El concreto es un material poroso, por lo que se puede hablar de la existencia de dos fases: una fase sólida de minerales hidratados y una fase líquida contenida en el interior de los poros solución del poro.

Actualmente se reconoce que la corrosión del acero de refuerzo embebido en el concreto ocurre por medio de un proceso de tipo electroquímico, esto es que la reacción global de la corrosión es el resultado de dos o más reacciones electroquímicas parciales – independientes entre sí – que se llevan a cabo en la interfase metal (acero)/electrolito (solución del poro). Dichas reacciones electroquímicas parciales alejan al metal que se corroe de su estado de equilibrio, dando como resultado su disolución.

Como en todo proceso de corrosión electroquímica, en el acero de refuerzo debe formarse una pila de corrosión, es decir que debe haber un ánodo y un cátodo conectados eléctricamente y un conductor iónico que debe cerrar el circuito.

La existencia de ánodos y cátodos en el refuerzo está garantizada en el acero/concreto debido a las heterogeneidades del sistema:

- **En la escala macroscópica**, que resulta de la estructura porosa del concreto y del empleo de agregados, así como del proceso de fabricación y de las condiciones de curado, que dan origen a regiones con diferentes propiedades tanto químicas como físicas y....
- **En la escala microscópica**, las heterogeneidades pueden estar causadas por gradientes de temperatura, acero no uniforme de agua y sales, y a defectos adquiridos durante la puesta en obra de concreto.

Por lo que respecta a las características de la solución del poro que controlan la corrosión de refuerzo, se tiene [ *Castro, P. y coautores, 1997* ]:

- **Composición y cantidad de la solución en los poros del concreto:** La composición de la solución del poro es un factor decisivo para determinar si la barra está corroída o no. Varias investigaciones han mostrado que cuando la solución del poro contiene cantidades elevadas de álcalis, como las sales de sodio y potasio, el pH de ésta se mantiene elevado, teniendo de esta manera un ambiente muy alcalino alrededor del refuerzo, lo que contrarresta la acción de los cloruros.

De acuerdo con la cantidad de solución que contengan los poros en el concreto se puede determinar el grado de saturación, el cual incide fuertemente en la cinética de la corrosión y determina el estado de corrosión en la interfase acero/concreto.

- **Estructura y distribución de la red de poros del concreto:** El tamaño, la distribución y la interconexión de los poros determina la disponibilidad de oxígeno y humedad necesarios para la permanencia de la capa pasivante, así como la tasa de ingreso de iones agresivos o otros agentes iniciadores de la corrosión.

- 
- **Presencia de Hidróxido de Calcio  $[\text{CaOH}]_2$  precipitado:** La solubilidad de este compuesto es limitada en soluciones acuosas y el volumen del producto de la reacción de hidratación permanece como una sustancia sólida embebida en la pasta de cemento. Aunque su contribución a la resistencia mecánica del concreto es pobre, mantiene la solución del poro en un valor elevado de pH. Durante el desarrollo del proceso de corrosión del acero embebido en concreto ocurren las siguientes reacciones electroquímicas parciales:

En las zonas anódicas, ó zonas donde se corroe el acero, formadas en la superficie de las barras de refuerzo, ocurre la siguiente reacción de oxidación:



Dicha reacción libera electrones que fluyen a través de la misma barra metálica hacia las zonas catódicas, donde se consumen en una reacción de reducción, la cual – dependiendo de la disponibilidad de oxígeno y del pH de la solución acuosa de los poros del concreto puede ser:



ó también:



El circuito electroquímico se cierra a través del transporte de especies cargadas (iones hidroxilo y ferrosos), presentes en la solución acuosa de los poros del concreto. En la figura No. 38 se muestra un esquema del mecanismo de corrosión en el concreto reforzado, en ausencia de cloruros.

La rapidez de esta transferencia de iones en el sistema que se corroe depende de la temperatura, del contenido de humedad en los poros, de la concentración de iones en la solución y de la permeabilidad del concreto.

En el acero de refuerzo embebido en concreto se puede distinguir la formación de dos tipos de pilas de corrosión: las microceldas; ver figura No. 39, en donde los sitios de actividad anódica y catódica están uniformemente distribuidos sobre el metal, y las macroceldas; ver figura No. 40, en donde los sitios de actividad anódica y catódica están localizados y separados entre sí [ Castro, P. y coautores, 1997 ].

**Corrosión localizada: ataque por cloruros** La situación mas agresiva y común que puede desencadenar la corrosión localizada en el acero de

refuerzo en el concreto es la presencia de cloruros. Existen otros iones despasivantes como los sulfuros y sulfatos, pero son menos frecuentes y peligrosos que los cloruros.

El ingreso de cloruros puede ocurrir de varias formas: del exterior, a través de los poros del concreto; por la adición, durante la fabricación de éstos como aditivos; o por el uso de materiales contaminados.

En algunas partes del mundo es difícil disponer de agregados libres de sal y agua potable para la fabricación del concreto, por lo que la incorporación de cloruros es inevitable. Los cloruros también pueden ingresar al concreto a través de aditivos acelerantes del fraguado, o reductores de agua, los cuales suelen contener cloruros en su composición. Por ejemplo, en muchos países se ha prohibido el uso de cloruro de calcio como acelerante del fraguado por su elevada agresividad en la corrosión del acero de refuerzo.

En países con clima frío, el empleo de cloruro de sodio como anticongelante en puentes y carreteras provoca un severo deterioro por corrosión del acero de refuerzo. En las regiones tropicales de México, la principal fuente de contaminación es la sal proveniente del aerosol marino en las costas.

*Mecanismos de penetración de cloruros* Los cloruros pueden penetrar el concreto por succión capilar del agua salada en el concreto mas o menos seco a través de la red de poros. Por medio de este proceso, el agua salada puede penetrar con gran rapidez y provocar daños severos al producirse la corrosión en poco tiempo.

En cambio, en las estructuras sumergidas, los cloruros pueden penetrar principalmente por difusión, debido al gradiente de concentraciones de la solución de poro.

La penetración de cloruros ocurre, por lo general, a través de la combinación de varios mecanismos, por lo que es importante que los modelos para simular los ataques por cloruros tengan en cuenta todos los factores. Por ejemplo, además de un mecanismo de difusión, que es relativamente lento, los cloruros pueden penetrar mucho mas rápidamente por fuerzas capilares, mecanismo muy propio de ambientes de aerosol marino existente en climas cálidos marítimos, como el que existe en las regiones costeras de nuestro país, ya que

los cloruros se encuentran suspendidos en la niebla salina. En este fenómeno influye mucho la dirección predominante del viento y la insolación. [ Castro, P. y coautores, 1997 ]

**Mecanismos de ataque de cloruros** Una vez que han llegado a la barra de refuerzo en cantidades suficientes, los cloruros pueden destruir la pasividad natural del acero de refuerzo, provocando su corrosión. Aún se discute el mecanismo por el cual estos iones destruyen la pasividad, sin embargo se han propuesto varias teorías, entre ellas la de la **formación del compuesto**. Esta teoría plantea que los iones libres de cloro forman un compuesto soluble con los iones de hierro, de acuerdo con la siguiente ecuación:



El compuesto así obtenido se dispersa hacia otra zona alejada del ánodo, donde el pH y la concentración de oxígeno disuelto son elevados. En consecuencia, el compuesto se disocia, precipitándose el hidróxido de hierro y liberándose los iones cloruro:



**DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS**  
Debido a que los cloruros no se agotan en este proceso y la corrosión no se detiene por la alta concentración de hierro en la vecindad del acero, el proceso puede continuar catalíticamente, emigrando desde el acero y reaccionando con el oxígeno para formar óxidos ó hidróxidos.

Por lo tanto, en vez de que la corrosión se propague a lo largo del acero de refuerzo, se mantiene en las zonas anódicas, lo que provoca picaduras profundas en el acero.

En la figura No. 41 se muestra un esquema del mecanismo de corrosión del acero de refuerzo en el concreto debido al rompimiento de la capa pasivante del acero por efecto de los iones cloruro.

En general, estas teorías sugieren que sólo los cloruros libres, es decir los disueltos en la solución de poro, participan en el proceso de corrosión. Sin embargo, es probable que los cloruros que se han unido a algún proceso de hidratación del cemento rompan ese enlace y regresen a la solución. Es por eso que algunos investigadores consideran que los cloruros ligados representan un riesgo potencial de corrosión y recomiendan tomar en cuenta el riesgo de corrosión en términos de cloruros totales [ *Neville, A., 1995* ].

***Niveles de cloruros iniciadores de la corrosión*** Para que los cloruros rompan la capa inerte de la barra y comience el proceso de corrosión, requieren estar en una concentración llamada nivel iniciador de la corrosión.

Este nivel depende de numerosos factores, entre ellos:

- El proporcionamiento del concreto,
- El tipo de cemento finura, contenido de yeso, contenido de aluminato tricálcico, entre otros.
- La relación agua/cemento
- El contenido de sulfatos,
- Las condiciones de curado, edad e historia ambiental del concreto,
- La rugosidad y limpieza de las barras de refuerzo.

Por esta razón no se puede determinar un valor fijo general para todos los niveles de concreto. Sin embargo, se han desarrollado varias investigaciones para conocer el nivel de cloruros iniciadores de la corrosión. Asimismo, algunos países han establecido límites en sus normas o reglamentos de construcción.

El contenido límite de cloruros suele expresarse en porcentaje por peso de cemento (%Cl pp de cemento); en porcentaje por peso de concreto (%Cl pp de concreto) o en kg de Cl por m<sup>3</sup> de concreto.

En México se han realizado investigaciones para conocer la concentración umbral de cloruros en concreto fabricado con agregados pétreos de trituración y ensayando diferentes relaciones de cloruros y tiempos de curado. Dicho valor se encuentra entre 1 y 2 kg de Cl/m<sup>3</sup> de concreto para ciertas



circunstancias específicas [ Castro P., y coautores 1997 ].

Varios investigadores opinan que el nivel límite de cloruros también está en función de la cantidad de hidroxilos presente en la solución de poro y que el cociente  $(Cl)^- / (OH)^-$  es el factor mas importante para determinar si la barra está aún pasivada. K. Tuutti, 1985 propone un valor límite de  $(Cl)^- / (OH)^-$  de 0.61.

**Corrosión generalizada: carbonatación** La concentración típica de bióxido de carbono ( $CO_2$ ) en la atmósfera es de 0.03%. Debido a sus características ácidas, el  $CO_2$  reacciona con el concreto húmedo, gracias a la naturaleza alcalina de éste último. Este proceso se conoce como carbonatación.

El proceso de carbonatación se lleva a cabo de la siguiente manera: el aire que está en contacto con la superficie de concreto penetra por los poros capilares y el  $CO_2$  que contiene, reacciona rápidamente con los hidróxidos en la solución de poro. Ver figura No. 42 .



El aire que entra entonces en los poros ya no contiene bióxido de carbono, creándose de esta manera una diferencia de concentración de  $CO_2$  entre el aire del exterior y el del interior. Esta diferencia produce la difusión del  $CO_2$  atmosférico hacia el interior de los poros.

Los productos precipitados durante la reacción del  $CO_2$  con los hidróxidos disminuyen la permeabilidad del concreto y reducen el pH de la solución del poro. Si la carbonatación continúa, entonces la fase sólida de la pasta de cemento también reacciona con el  $CO_2$ , desligando los cloruros de los cloroaluminatos e incrementándose de esta manera el peligro de corrosión.

La principal consecuencia de la carbonatación es una caída abrupta del pH de la solución del poro y por lo tanto aparece un frente de carbonatación,

separando dos zonas: una hacia la superficie, con un pH menor de 8 y otra, hacia el interior del concreto, con un pH superior a 12. Estas zonas se pueden distinguir fácilmente por medio de un indicador de pH como la fenolftaleína; sin embargo, se prosiguen las investigaciones para obtener otros métodos de medición que comparen su eficiencia [ Castro, P. y colaboradores, 1997 ].

Cuando el frente de carbonatación llega al refuerzo, la capa pasiva se vuelve inestable, rompiéndose la protección que le confería al acero e iniciándose el proceso de corrosión. Este último, en este caso, es generalizado y homogéneo, tal como si el refuerzo estuviera expuesto a la atmósfera sin ninguna protección, pero con el agravante de que la humedad permanece en el interior del concreto y, por lo tanto, en contacto con el acero durante mas tiempo. Dicha circunstancia produce, a largo plazo, una reducción en la sección transversal de la barra y una cantidad significativa de óxidos y productos de corrosión, los cuales pueden inducir esfuerzos de tensión en el concreto que agrieten el recubrimiento, o bien pueden difundirse a través de los poros hacia la superficie del concreto y producir manchas en el acabado. Cuando la carbonatación se produce en un concreto que contiene cloruros, los efectos dañinos de la primera se suman a los efectos nocivos de los segundos, y generan una corrosión severa.

Para modelar el fenómeno de carbonatación se han desarrollado varias fórmulas matemáticas. La mas común afirma que este fenómeno sigue una tendencia parabólica, donde la profundidad de carbonatación,  $x$ , es proporcional a la raíz cuadrada del tiempo de exposición,  $t$ :

$$x = k\sqrt{t}$$

El valor de  $k$  depende de diversas variables como el tipo de cemento, la relación agua/cemento, la proporción del cemento, y las características del medio ambiente. De esta manera, a mayor humedad en los poros, el  $CO_2$  penetra con mas dificultad que si no tuviera agua. La gráfica No. 3 ilustra lo anterior.

Aunque el proceso de carbonatación en el concreto es muy lento, hay dos factores que pueden reducir la vida esperada de las estructuras: primero, una delgada capa de recubrimiento de concreto y; segundo la existencia de grietas. Si se proporciona un recubrimiento adecuado al refuerzo, la carbonatación no penetra tanto como para dañar la pasividad del acero durante la vida útil de la estructura.

***Influencia de las grietas en la corrosión*** Las grietas en el concreto constituyen un camino para que los agentes externos lleguen rápidamente hasta el acero de refuerzo. A través de las grietas, tanto la carbonatación como los cloruros tienden a penetrar mas de prisa hacia el acero. Una vez que llegan al refuerzo, se forman macropilas de corrosión, de manera que el acero expuesto en la fisura actúa anódicamente mientras que el proceso catódico ocurre en áreas sin fisuras.

Se han recomendado algunos espesores de recubrimiento y anchos permisibles de grietas. Por ejemplo, se sabe que en grietas menores de 0.4 mm el riesgo de corrosión es independiente de la abertura de la grieta. En general, este tipo de fisuras se obturan por los productos de hidratación del cemento y no representan un riesgo en términos de la vida útil de las estructuras.

---

## UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

Las fisuras que corren transversalmente al acero de refuerzo son menos perjudiciales que las longitudinales porque la corrosión queda confinada en pequeñas áreas superficiales, por lo que el riesgo de que se desprenda el concreto es insignificante.

***Modelo de Tuutti*** La corrosión del acero disminuye la vida útil de las estructuras de concreto reforzado, por lo que pronosticar la vida útil de las estructuras dañadas por corrosión reviste una enorme importancia en lo económico y en lo tecnológico.

Si bien no existe un método totalmente aceptado para calcular la vida residual de las estructuras de concreto reforzado, sí se han establecido varios procedimientos para estimar la vida útil de las estructuras de concreto.

Un modelo que describe el proceso de deterioro de las estructuras a partir de la corrosión es el propuesto por Tuutti, 1985 quien establece un nivel de corrosión máximo aceptable relacionado con la aparición de grietas y sugiere dos períodos: uno de iniciación y otro de propagación. Ver gráfica No. 4.

El periodo de iniciación ( $t_0$ ) se refiere al tiempo en que los cloruros y el  $\text{CO}_2$  penetran desde la superficie a través del recubrimiento hasta llegar al refuerzo. Durante este periodo, el acero se encuentra inerte hasta que llega al nivel iniciador de corrosión. El periodo de propagación ( $t_i$ ) es el tiempo en el cual empieza la despasivación del refuerzo y se propaga la corrosión a una velocidad significativa.

Actualmente, algunos autores están explorando este modelo en su vertiente cuantitativa.

A pesar de que aún no se cuenta con un método específico que permita determinar la vida útil de las estructuras dañadas por corrosión, se han desarrollado diversas tecnologías para realizar un cálculo estimado de la vida útil residual.

Una de ellas es la realización de inspección de daños mediante una serie de pruebas in situ y de laboratorio para determinar el avance de la corrosión

[P. Castro y coautores, 1997].

---

#### 4.8.3 Parámetros Importantes

##### DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Todos los procesos que propician la corrosión del acero de refuerzo, son mas o menos controlados por mecanismos de transporte como son:

- **Carbonatación:** difusión de dióxido de carbono en los poros llenos de aire.
- **Penetración de cloruros:** difusión de cloruros en los poros llenos de agua y succión capilar de agua con contenido de cloruros hacia dentro de los poros llenos de aire.
- **Corrosión del acero de refuerzo:** difusión de oxígeno en los poros llenos de aire.

Por lo tanto, el principal parámetro en relación con la corrosión y protección del acero de refuerzo, tanto en el concreto agrietado y como en el no agrietado, es la **calidad del recubrimiento de concreto**. Esta calidad se define en términos del **espesor y de la permeabilidad** del recubrimiento. Otro parámetro importante es el **microclima** en la superficie del concreto.

**Espesor del recubrimiento de concreto** En apartados anteriores mencioné que la velocidad con que el dióxido de carbono y los cloruros penetran en el concreto puede expresarse en forma simplificada en función de la raíz cuadrada del tiempo. Sin embargo, cálculos exactos con base en mediciones reales han demostrado que la razón de cambio del incremento de la profundidad es mayor a edades tempranas y menor al aumentar el tiempo.

Esto significa que si el recubrimiento de concreto se reduce a la mitad, el estado crítico para peligro incipiente de corrosión será alcanzado en menos de la cuarta parte del tiempo. Ver gráfica No. 14.

**Permeabilidad del recubrimiento de concreto** Son tres los factores que influyen más significativamente en la permeabilidad del recubrimiento: la **relación agua/cemento, la compactación y el curado**.

- **Influencia de la relación agua/cemento** La relación agua/cemento del concreto influye decisivamente en la permeabilidad del mismo. Particularmente en casos donde la relación agua/cemento excede 0.6, la permeabilidad se incrementará considerablemente con la relación agua/cemento, debido al incremento en la porosidad capilar. La gráfica No. 15 muestra cómo la permeabilidad al paso del agua depende de la relación agua/cemento y del grado de hidratación. En principio, la misma influencia básica de la relación agua/cemento es verdadera para la permeabilidad al paso de gases y de iones.
- **Influencia de la compactación** Una compactación pobre, con oquedades, tiende a incrementar la permeabilidad del concreto, a tal grado que la protección del acero de refuerzo llega a desaparecer.

- **Influencia del curado** Si el concreto es curado insuficientemente, la permeabilidad del recubrimiento de concreto puede incrementarse desde cinco hasta diez veces. La profundidad de la influencia depende del nivel de secado; sin embargo, frecuentemente es igual ó mayor que el espesor del recubrimiento de concreto. El viento y las altas temperaturas son muy peligrosas en lo concerniente al secado prematuro de la superficie de concreto.

Cualquier acción que se tome para curar después del secado del concreto, es inútil porque el proceso de endurecimiento casi no continuará después de haber sido interrumpido una vez. Por lo tanto, las acciones para un curado eficaz deben comenzar inmediatamente después de depositar el concreto y no deben ser interrumpidas.

La sensibilidad al curado se incrementa al aumentar la relación agua/cemento y al disminuir el contenido de cemento. La influencia del tipo de cemento en la sensibilidad al curado la comentaré más adelante.

*Contenido de cemento* Al aumentar el contenido de cemento, el blindaje del concreto, para ambos, el dióxido de carbono y el cloro, también aumentará como se aprecia en la gráfica No. 16. Sin embargo, por encima del rango normal del contenido de cemento, los niveles de penetración de la carbonatación y de cloruros son influenciados en una proporción considerablemente menor, por el contenido de cemento, que por la relación agua/cemento, la calidad de la compactación y el curado. No obstante, la cantidad de cemento es importante en relación con la trabajabilidad, y hasta cierto punto, con la sensibilidad al curado.

Normalmente, un contenido de cemento en el rango de 300 kg/m<sup>3</sup> es suficiente para lograr una permeabilidad lo suficientemente baja y una buena durabilidad, siempre y cuando la relación agua/cemento sea mantenida por debajo de 0.5-0.6, dependiendo de las condiciones ambientales -- presencia ó ausencia de cloruros -- y de un curado adecuado. En casos en los que se tomen cuidados especiales para lograr una buena calidad del concreto, un contenido de cemento menor pudiera ser suficiente.

Una opción para asegurar una buena calidad de concreto suficiente puede ser mediante la especificación de resistencias mínimas relativamente altas, diferenciadas de acuerdo a la clase de exposición.

**Tipo de cemento** Generalmente los cementos modificados y adicionados con puzolanas naturales, con escoria de alto horno ó con ceniza volante tienen propiedades comunes de: endurecimiento lento a edad temprana, y proceso peculiar de endurecimiento posterior.

Esto significa que los cementos modificados y con adiciones son más sensibles al curado que los cementos portland.

Si el endurecimiento final es garantizado por un curado adecuado, se puede lograr una baja permeabilidad del concreto utilizando cementos modificados y adicionados en lugar de cementos portland. De este modo, especialmente, la resistencia contra la penetración de cloruros puede ser mejorada.

Independientemente del tipo de cemento que se utilice, un curado inadecuado puede producir una pobre calidad – en términos de permeabilidad y capacidad de blindaje – del recubrimiento de concreto. La sensibilidad al curado es especialmente alta si se utilizan cementos con altos porcentajes de adiciones, p.ej. más de 50% de escoria; más de 15% de ceniza volante; ó más de 8% de humo de sílice. Ver gráfica No.13.

**Medio ambiente** En medio ambientes permanentemente secos con humedad relativa menor al 60%, el riesgo de corrosión es bajo, aún cuando el concreto esté carbonatado, debido a que se impide el proceso electrolítico. En caso de alto contenido de cloruros, la corrosión puede ser posible aún en medio ambientes secos debido a efectos higroscópicos, los cuales incrementan el contenido de agua del concreto.

En concretos permanentemente saturados de agua, el riesgo de corrosión es bajo debido a la falta de oxígeno, aún y cuando el concreto esté altamente contaminado por cloruros.

Las condiciones más propicias para la corrosión del acero de refuerzo en el concreto son los ciclos alternados de humedad y secado en combinación con altas temperaturas. Todos los procesos involucrados se aceleran considerablemente al aumentar la temperatura.

Recapitulando, los factores de mayor importancia para la calidad de la capa superficial del concreto, es decir, del recubrimiento son: **la relación agua/cemento, la compactación y el curado.**

El contenido de cemento influye principalmente en la trabajabilidad, y por consiguiente, indirectamente, en la permeabilidad y en la sensibilidad al curado del recubrimiento de concreto.

La capa superficial de concreto es especialmente susceptible a incrementar su permeabilidad como consecuencia de un diseño inadecuado y de una mala ejecución. En este caso, cualquier recubrimiento de concreto de espesor localmente reducido, puede disminuir considerablemente la durabilidad de la estructura.

#### **4.8.4 Efectos de la corrosión**

El proceso de corrosión puede resultar en una reducción de la sección transversal del acero de refuerzo y en un estallamiento del recubrimiento de concreto. Si la sección transversal se reduce, la capacidad de carga del acero disminuye de una manera casi lineal, mientras que las propiedades de deformación y de resistencia a la fatiga pueden verse disminuidas más sustancialmente por una pequeña reducción en la sección transversal. Esto significa que las dos últimas propiedades son mucho más sensibles a la corrosión que la capacidad de carga.

La herrumbre tiene un volumen sustancialmente más alto que el acero - teóricamente seis ó más veces- dependiendo de la disponibilidad de oxígeno. Esto conduce a fuerzas transversales de expansión que pueden causar agrietamiento y estallamiento del concreto circundante. Este efecto de la corrosión del acero de refuerzo, puede producir un colapso súbito, si el



agrietamiento longitudinal a lo largo de las barras ocurre en la región de anclaje de las mismas.

Cuando la corrosión se desarrolla en medio ambientes bajos en disponibilidad de oxígeno, el volumen de los productos de la herrumbre puede ser solamente de 1.5 a dos veces mayor que el volumen del acero. Tales procesos de corrosión se desarrollan lentamente, y en algunos casos, los productos de la herrumbre se pueden difundir en los vacíos y en los poros del concreto sin causar agrietamiento y estallamiento. En estos casos extraños, se puede llegar a desarrollar una corrosión severa en el acero de refuerzo sin alguna señal visible y pudiese llegar a ocurrir repentinamente el colapso.

#### **4.9 Daños ocasionados por acciones mecánicas**

##### **4.9.1 Agrietamiento por actuación directa de cargas**

Se consideran como grietas provocadas por acciones mecánicas las que aparecen en los elementos estructurales cuando se ha producido el agotamiento del concreto como consecuencia de esfuerzos de tensión, de flexión, de cortante, de torsión ó de compresión. En muchos casos, estas acciones pueden superponerse entre sí complicando fuertemente el diagnóstico. Los siguientes puntos merecen atención especial:

- En cualquier sección, sensiblemente perpendicular a la dirección de los esfuerzos principales de tensión, dimensionada de acuerdo con las disposiciones de los reglamentos de construcción vigentes, con los recubrimientos normales estipulados, el agrietamiento esperado bajo cargas de servicio es de pequeño orden de magnitud, i. e., aberturas menores de 0.5 mm.

- Si bien en ensayos de laboratorio de especímenes llevados al colapso, se presenta una gran profusión de grietas relativamente cercanas entre sí, en la práctica este no es el caso, ya que las cargas reales de servicio nunca son lo suficientemente altas como para producir una configuración de grietas cercana al colapso, como la obtenida en laboratorio. En el peor de los casos, lo que normalmente se encuentra en la realidad, son unas cuantas fisuras en los puntos de máximo esfuerzo.
- Cuando se presentan grietas con aberturas significativas, inducidas por actuación directa de cargas, casi siempre serán síntoma que los cálculos de los estados límite últimos fueron incorrectos. Esto pudo ser consecuencia de errores al estimar la magnitud de las cargas, ó a los efectos de cargas mal entendidas ó ignoradas, a tal grado que no se suministró o fue insuficiente el refuerzo colocado para resistir un efecto específico.

La figura No. 38 presenta en forma individual las diferentes configuraciones de agrietamiento asociadas a los esfuerzos básicos inducidos por actuación directa de cargas.

#### **4.9.2 Agrietamiento por deformaciones Impuestas**

En el apartado 4.3.1 comenté los efectos inducidos en entramados reticulares por efecto de asentamientos ó expansiones del suelo de desplante. Este tipo de deformaciones impuestas son quizá las que mas frecuentemente producen problemas patológicos en las estructuras. Una ley general en el caso de columnas de entramados es que si una columna desciende debido al asiento de su cimiento, reduce su carga. No debe olvidarse que, como el valor total de las acciones verticales no ha variado, la reducción de carga de la columna que ha asentado ha de verse compensada por una transferencia de esa carga reducida a las columnas próximas. Figuras Nos. 16 y 17.

No son raros los casos de agotamiento resistente de columnas por asiento de otras próximas. La causa, con gran frecuencia, está originada por operaciones constructivas que alteran el nivel freático en la zona, o por excavación de obras próximas, entre otras.

Una regla general para el caso de vigas asociadas a columnas, es que la viga se agrieta en su cara inferior en el extremo inmediato a la columna que se asienta, y en su cara superior en el extremo opuesto.

#### **4.10 Daños ocasionados en situaciones extraordinarias**

##### **4.10.1 Incendio**

El fuego es, con frecuencia, un agente agresor de las construcciones en general, y en particular de las de concreto reforzado.

El ataque del fuego a las estructuras de concreto reforzado es un fenómeno complejo, ya que actúa sobre un material heterogéneo compuesto de acero y concreto, con comportamientos y reacciones muy diferentes ante la elevación de temperaturas. Basta citar los aspectos siguientes, que deben considerarse:

- Alteraciones producidas en las características mecánicas del concreto.
- Alteraciones producidas en las características mecánicas del acero de refuerzo.
- Efecto sobre la adherencia entre ambos materiales.
- Efecto de las deformaciones impuestas como consecuencia de las dilataciones parcial o totalmente impedidas.
- Esfuerzos producidos por gradientes de distribución de temperaturas.

Durante los incendios, los elementos que componen las estructuras de concreto reforzado están sujetos a una absorción de calor, con elevación de temperatura, que produce en ellos transformaciones de muy diversa índole y que son indeseables por los efectos negativos a que dan lugar. Estas altas

temperaturas, que pueden llegar a superar los 1000°C dependiendo de la carga de fuego y de las condiciones de ventilación, pueden afectar la resistencia de la estructura de concreto de una forma muy notable.

El incendio puede provocar daños muy diferentes oscilando desde el simple manchado ocasionado por el humo y el calor, hasta la total destrucción del edificio por combustión o por pérdida de resistencia de su estructura.

El Comité Euro-Internacional del Concreto y la Federación Internacional del Prestuerzo han dictado recomendaciones que prácticamente gozan del consenso general en el mundo [ FIP, 1975 ]. Las medidas a tomar en la protección de un edificio contra el fuego pueden ser de dos tipos: activas y pasivas.

Los objetivos principales de la protección y lucha contra los incendios son la salvaguarda de las personas, y el conseguir reducir al mínimo las pérdidas materiales tanto de las construcciones como de los bienes que guardan en su interior.

Entre las medidas para combatir tales pérdidas, la mas efectiva consiste en construir los edificios con materiales resistentes al fuego, puesto que, aunque pueda conseguirse una extinción rápida mediante detectores y extintores automáticos, si la resistencia al fuego es baja, no podrá evitarse la elevación de temperatura en algún elemento estructural, que si es crítico, podrá producir el colapso del edificio.

Una de las características mas esencial y común que exigen las normas, es la resistencia al fuego de los elementos de construcción, en función de su estabilidad y compartimentación.

*Factores que influyen en los daños causados por el fuego* La intensidad del fuego, su extensión y sus efectos sobre las estructuras dependen de los siguientes factores:

- **Materiales** La naturaleza y cantidad de los materiales combustibles existentes en un edificio tiene una marcada influencia sobre los daños ocasionados por el incendio. Estos materiales pueden ser estructurales, de decoración o simplemente estar en forma de material almacenado o de

mobiliario. La composición y naturaleza de los materiales define su combustibilidad y su tendencia a propagar el fuego.

- **Corrientes de aire** El efecto de las corrientes de aire que penetran por las ventanas y puertas abiertas, así como por los cubos de escaleras y de elevadores, puede ser muy importante en la propagación de un incendio.

Estas corrientes ayudan a la combustión de los materiales y aumentan la intensidad del fuego y la extensión del mismo.

- **Cenizas** Las cenizas resultantes de la combustión pueden formar capas que ayuden a reducir la combustión de algunos materiales, tales como la madera, formando recubrimientos aislantes que los protegen. Sin embargo, las cenizas tienen el inconveniente de acumular calor y poder ocasionar nuevos focos de incendio.
- **Efectos de la lucha contra el fuego** A fin de combatir el fuego se emplea agua a presión, lanzada contra la superficie de los materiales y elementos estructurales que están a alta temperatura. El efecto de esta lucha contra el fuego es impedir la propagación del mismo, confinándolo y enfriando las superficies próximas a la zona incendiada para, en definitiva, impedir su extensión y a la vez conseguir su extinción.

Durante el incendio los materiales absorben calor y se dilatan causando esfuerzos, tensiones y daños. El agua produce enfriamientos y contracciones repentinas que provocan nuevos daños en los materiales; por otra parte, puede dar lugar a sobrecargas sobre los entresijos, y destruir impermeabilizaciones; de aquí que, en ocasiones, el agua cuando no está bien empleada pueda ser tan destructiva como el propio fuego, afectando a la seguridad de los propios materiales estructurales calientes [ *Fernández Cánova, 1994* ].

**Resistencia al fuego** En el desarrollo de un incendio se pueden considerar tres fases. La primera de **Iniciación del Incendio** con elevación gradual y

rápida de la temperatura y en la cual el incremento de temperatura es fundamentalmente función del comportamiento de la combustión, de la carga de fuego y de la extensión del mismo. En la segunda fase el fuego entra en su plenitud y estabilidad, en ella influyen el tamaño del local en el que se ha producido el fuego, el tamaño y situación de los huecos y por tanto, la cantidad de oxígeno aportado a la combustión; la temperatura máxima alcanzada y la duración de esta fase depende de la cantidad de combustible almacenado en el local. La tercera y última fase esta formada por el descenso de la intensidad del incendio hasta su extinción debido al agotamiento del combustible existente en el local o a la eficacia de la lucha contra el fuego. En la gráfica No. 5 pueden apreciarse estas tres fases [ *Fernández Cánovas, 1994* ].

Los efectos mas graves de un incendio tienen lugar durante la transición de la primera a la segunda fase, debido a la rapidez con que sube la temperatura que llega a alcanzar, en algunos casos, valores de 1250°C. En esta transición se produce la inflamación generalizada de los materiales contenidos en el local.

La capacidad de un material o elemento estructural para permanecer, durante un tiempo determinado, bajo la acción de un incendio, desempeñando las funciones para las que fue diseñado, nos da idea de su resistencia al fuego. El concepto **resistencia al fuego** se aplica a materiales aislados o a elementos formados con ellos entre los cuales merecen destacarse por su función estructural, las losas, columnas, vigas, muros, y escaleras.

La resistencia al fuego de un material o elemento, se mide convencionalmente y de forma casi universal, siguiendo el método normalizado por la norma ISO R-834.

La acción del fuego se simula en este método siguiendo un programa teórico-patrón, en el cual la elevación de temperatura en °C, se hace de acuerdo a la ecuación:

$$T - T_i = 345 \log (8t + 1)$$

en la que:

$T_i$ , es la temperatura inicial, y

$T$ , es la temperatura en un tiempo de  $t$  minutos.

La duración de la resistencia al fuego de un elemento frente a solicitaciones mecánicas se determina observando la variación de su resistencia en función de la temperatura, para lo cual se somete al elemento en cuestión al programa patrón temperatura-tiempo, mientras este se encuentre sometido a las solicitaciones de servicio, es decir, a las cargas permanentes o accidentales para las que fue proyectado, registrando sus deformaciones y el instante en que tiene lugar el colapso, es decir, su incapacidad para resistir las cargas actuantes.

Igualmente, la determinación de la resistencia al fuego puede hacerse frente a la estanqueidad para lo cual se somete al elemento al programa térmico-patrón y se registra el instante cuando se produce la falla que vendrá delatada por el paso de gases o llamas a través de las grietas y aberturas producidas.

La determinación de la resistencia al fuego, puede hacerse también frente al aislamiento térmico; en este caso, se somete al elemento al programa y se observan las elevaciones de temperatura en la cara no expuesta al fuego, a fin de registrar si están dentro de los límites preestablecidos para que no se produzca la ignición de los materiales a los que debe de proteger el elemento en cuestión.

Los resultados de los tres ensayos hay que tenerlos en cuenta de forma simultánea, cuando el elemento ha de tener funciones resistentes y de protección. En este caso, se tomará como resultado de la resistencia al fuego el valor más bajo de los tres tiempos determinados. Si el elemento sólo tiene función resistente, bastará con utilizar el tiempo que da el primer ensayo.

La resistencia al fuego  $R_f$  del elemento, es el tiempo inmediatamente inferior a la duración observada en el ensayo elegido comprendido entre los valores: 0.25; 0.50; 1.00; 1.50; 2.00; 3.00; 4.00 y 6.00 horas.

***Acción del fuego sobre el concreto*** Cuando el concreto se somete a la acción del fuego sus componentes sufren modificaciones importantes; así, el agua libre o capilar incluida en el concreto empieza a evaporarse a los 100°C

retardando la elevación de temperatura del mismo gracias al calor latente de vaporización. Entre los 200 y 300°C, la pérdida de agua capilar es completa sin que se aprecie aún alteración en la estructura del cemento hidratado, y sin que las resistencias mecánicas del concreto disminuyan de una forma apreciable. De 300 a 400°C, se produce la pérdida de agua del gel del cemento, teniendo lugar una apreciable disminución de las resistencias, y apareciendo las primeras fisuras en el concreto. A los 450°C, una parte del hidróxido cálcico procedente de la hidratación de los silicatos, se transforma en óxido de cal. Hacia los 600°C, los áridos – que no poseen todos el mismo coeficiente de dilatación térmica --, se expanden fuertemente y con diferente intensidad, dando lugar a tensiones internas que empiezan a disgregar al concreto. Muchas veces estas expansiones se encuentran incrementadas por las transformaciones estructurales que ocurren en determinados áridos.

Se ha comprobado también, que los concretos en los que los áridos tienen una buena granulometría, y la relación árido/cemento es alta, se comportan mejor que los pobres en áridos, y con deficientes granulometrías.

El concreto, en el proceso de elevación de temperatura va perdiendo resistencias y va sufriendo una serie de cambios de coloración, que son más intensos en los áridos silíceos que en los calizos y en los ígneos. Este cambio de coloración permanece después del incendio, durante días e incluso meses, y puede quedar disimulado por los limos que arrastre el agua de extinción del incendio. Esto es importante, porque puede ser un índice para determinar la pérdida de resistencia y los cambios de características que ha experimentado el concreto.

A los 200°C el concreto es gris y no presenta un cambio apreciable en sus características ni en su resistencia a la compresión. A los 300°C, experimenta una disminución que puede estimarse en un 10%; a esta temperatura el color del concreto se vuelve rosáceo debido a la pérdida de agua de las sales de hierro presentes en los áridos. De 300 a 600°C, la resistencia a la compresión del concreto disminuye en un 50% y el módulo de elasticidad en un 80% virando el color del mismo de rosa a rojo. Entre 600 y 950°C, el color cambia de nuevo a gris con puntos rojizos, siendo índice de friabilidad y de alta succión de agua; a esta última temperatura la resistencia del concreto es muy



reducida. De 950 a 1,000°C, el color cambia a amarillo anaranjado o ante, y el concreto empieza a sinterizarse. Entre 1,000 y 1,200°C, el concreto se sinteriza y su color se vuelve amarillo claro, siendo sus resistencias totalmente nulas. Ver gráfica No. 6.

***Acción del fuego sobre el acero*** Las propiedades mecánicas de los aceros disminuyen con el aumento de temperatura, y este efecto hay que tenerlo en cuenta en las estructuras sometidas a la acción del fuego, y en las que el acero interviene como material resistente. En la gráfica No. 7 se indican las resistencias a tensión a diferentes temperaturas, de un acero suave, así como las que adquiere después de su enfriamiento. En la gráfica No. 8 se aprecian las variaciones de algunas características del mismo acero suave con la temperatura. Se observa como un acero dulce, calentado a una temperatura entre 400 y 800°C, y enfriado posteriormente de una forma lenta al aire, presenta una resistencia final que varía poco con respecto a la inicial. Con temperaturas superiores a los 800°C, el acero muestra una marcada pérdida de resistencia al enfriarse, y con temperaturas más elevadas del orden de los 1,000°C, se tienen reducciones en la resistencia a tensión de hasta el 25%.

En la misma gráfica No. 8 se muestra como a temperaturas por encima de los 400°C, la resistencia a tensión de un acero desciende de una forma rápida, y como a los 800°C la resistencia que le resta es muy pequeña. Estos cambios tan acusados están motivados por la alteración cristalina que experimenta el acero por encima de los 400°C, dando lugar a un aumento del tamaño de los granos, y a una disminución del esfuerzo de ruptura. Por encima, de los 700°C aproximadamente y dependiendo del contenido de carbono del acero, las transformaciones son más enérgicas al pasar la ferrita y perlita a austenita.

Así como el esfuerzo de ruptura en algunos aceros aumenta hasta los 200°C para luego decrecer, el límite elástico de los mismos desciende desde el momento en que la temperatura se va elevando, como puede verse en la gráfica No. 8 .

***Comportamiento del concreto reforzado*** Cuando por efecto de la elevación de temperatura producida por un incendio la resistencia mecánica

de un elemento estructural se iguala a los esfuerzos producidos por las acciones a las que está sometido, su reserva resistente o coeficiente de seguridad desaparece, y el elemento dejará de ser estable y se producirá su agotamiento. A la temperatura a la que esto tiene lugar, se le denomina **temperatura crítica del elemento**.

Un elemento estructural de concreto reforzado está formado por dos materiales distintos: concreto y acero; por tanto, habrá que considerar el comportamiento de estos dos materiales trabajando conjuntamente frente al fuego. Si tenemos en cuenta que de los dos materiales considerados, el más sensible al fuego es el acero, veremos la importancia que tiene el protegerlo mediante recubrimientos apropiados de concreto, complementados a veces con capas de aislantes térmicos.

Aparte de las acciones que el fuego ejerce sobre el concreto y el acero considerados aisladamente y que ya han sido indicadas, existen otras aún más complejas que actúan sobre el concreto reforzado, y que además se complican cuando éste forma elementos estructurales, y éstos se encuentran unidos entre sí como ocurre en cualquier estructura.

En el concreto reforzado, el efecto de la elevación de temperatura sobre el concreto y el acero no suele producir esfuerzos significativos debido a que los coeficientes de dilatación térmica de los dos materiales son prácticamente los mismos ( $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ ) dentro de los márgenes normales de temperaturas ambientales. Sin embargo, cuando las temperaturas son elevadas, ambos coeficientes se separan mucho, llegando a ser el del acero treinta veces superior al del concreto y haciendo, por lo tanto, que se produzcan esfuerzos importantes que pueden hacer saltar los recubrimientos. Si esto ocurre, el acero queda directamente expuesto a la acción del calor, con lo cual disminuyen su límite elástico y su esfuerzo de ruptura sobreviniendo el colapso si su temperatura se aproxima a la crítica, es decir, a los  $500^\circ\text{C}$  aproximadamente para los aceros suaves.

En el caso de columnas, las barras se dilatan, pandean y hacen saltar los recubrimientos dando lugar a que la resistencia de los mismos disminuya tanto, que pueda producirse el colapso de estos.

Conociendo el comportamiento frente al fuego del concreto y del acero, pueden determinarse las nuevas leyes esfuerzo-deformación de los materiales y como se ve afectada la adherencia entre éstos, así como los nuevos diagramas momento-curvatura.

Otro aspecto a tener en cuenta, es la pérdida de adherencia entre el concreto y el acero por efecto de la elevación de temperatura. Los efectos térmicos sobre la adherencia han sido estudiados mediante ensayos de extracción en caliente. Los resultados obtenidos siguen una ley muy similar a la de variación de las resistencias a la compresión de un concreto hasta los 300 ó 400°C. Por encima de estas temperaturas, la adherencia disminuye más que la resistencia a la compresión, de forma que la relación esfuerzo de adherencia-resistencia a compresión se reduce al 65% para 400°C, y al 35% para 600°C. Entre 600 y 800°C la adherencia prácticamente desaparece.

En la pérdida de adherencia de las barras no sólo influye la temperatura alcanzada, sino también el diámetro de las mismas, siendo tanto menor cuanto más reducido sea éste. Influye también la resistencia a compresión del concreto, el tipo de árido empleado, las dimensiones y la sección de la pieza. Los estribos condicionan también la adherencia, mejorándola.

Un tratamiento más completo y casos prácticos de reparación de estructuras dañadas por incendio puede consultarse en Fernández Canovas, 1994; ACI-216, 1989; Long, W.B., 1984; Elstner, y coautores, 1977; FIP Recomendaciones FIP/CEB, 1975 y Eaupterhuy, J.L., 1990.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

#### **4.10.2 Explosiones y colisiones**

Son mucho más variadas y frecuentes de lo que parece a primera vista, y causa de graves accidentes. Pueden destacarse las siguientes:

*Impactos de vehículos* El impacto de un vehículo sobre una estructura, sea alta o baja, puede producir daños importantes e incluso destruirla totalmente como ocurre en el caso de choque de aviones o helicópteros y donde, al efecto del propio impacto hay que añadir el provocado, en la mayoría de los

casos, por la explosión y posterior incendio del combustible. Lo mismo puede decirse de los impactos de automóviles y camiones sobre estructuras, pero en este caso la probabilidad es mayor al ser también mayor tanto el número de vehículos como el de edificaciones, especialmente en los centros urbanos.

En el caso de impacto de camiones ó automóviles, los elementos afectados de la estructura son las columnas y muros de la planta baja, mientras que en el caso de impacto de aeronaves contra edificios altos, el daño puede ocurrir a cualquier altura.

Dos accidentes de este tipo muy señalados son: el ocurrido en 1945, en que un bombardero chocó contra el piso 79 del edificio Empire State en Nueva York, y el ocurrido recientemente en 1992, en que un Jumbo 747 de carga, se impactó contra unos edificios en las proximidades del aeropuerto de Amsterdam.

Los impactos pueden clasificarse en blandos y duros. Al primer grupo pertenecen los impactos de vehículos, las explosiones, y en general aquellos en los que el cuerpo que impacta es deformable con respecto al cuerpo impactado.

Al segundo grupo pertenecen los originados por cuerpos impactantes rígidos dotados de gran velocidad como son los proyectiles y la metralla.

Generalmente el impacto de proyectiles ó metralla, causa daños localizados en elementos estructurales aislados, en forma de cráteres tanto en la zona directa del impacto como en la opuesta, y eventualmente el punzonamiento por cortante y perforación del elemento de concreto.

*Explosiones de gas y acción de explosivos* Las explosiones pertenecen al grupo de impactos blandos y en ellas se pueden distinguir las que tienen lugar en el interior de un edificio y las que ocurren en el exterior del mismo.

En una explosión se produce una liberación de energía, con una subida repentina de presión y temperatura, en el aire próximo al punto de la explosión, creando una onda móvil de presión que se aleja del origen.

Debido a que la temperatura en este punto es muy alta, los gases progresan con un frente de alta presión.

Si la velocidad del movimiento es menor que la del sonido, se dice que se trata de una **explosión** y si es mayor que la del sonido, es una **detonación**.

Si en su avance la onda de choque incide sobre un obstáculo, se tiene una distribución de presiones sobre el mismo como la representada en la gráfica No. 9.

Al principio se produce un pico de presión positivo muy elevado, y posteriormente una subpresión negativa, que hace que el obstáculo se encuentre sometido a fuerzas alternadas de sentido opuesto. En el caso que el obstáculo fuese un elemento estructural de concreto reforzado, éste se verá sujeto a flexiones alternadas amortiguadas de signo contrario, las que pueden provocar su agotamiento y producir su disgregación con proyección de fragmentos a alta velocidad.

Las explosiones de gas son las más frecuentes y las que mayor cantidad de daños producen en las estructuras. Pueden ser consecuencia de fugas de la red de distribución urbana de gas natural, ó de tanques de gas butano o propano, siendo en este último caso el efecto explosivo muy superior, por tratarse de gas condensado y confinado.

Otro efecto accidental que puede dañar severamente a una estructura, es el provocado por la agresión de explosivos situados externamente al edificio, colocados por grupos terroristas.

Desafortunadamente los actos terroristas están dirigidos sobre objetivos indiscriminados como pueden ser edificios de viviendas, supermercados o de oficinas. En el caso de edificios como pueden ser centros informáticos, de comunicaciones, museos, aquellos que alojen archivos y registros públicos y en general instalaciones de interés nacional, es posible diseñar las estructuras de los mismos para hacer frente a este tipo de amenazas.

#### **4.10.3 Colapso progresivo**

En 1968 en Inglaterra, una dramática reacción en cadena, después de una explosión de gas localizada en el 18avo piso, destruyó un cuadrante del edificio Ronan Point de tableros de concreto prefabricado. Tan amplia

propagación del colapso siguiendo el daño de una porción relativamente pequeña de la estructura ha sido nombrada **colapso progresivo**. El término colapso progresivo ha llegado a significar un tipo de falla **creciente**, en donde el daño total hecho es considerado fuera de proporción con respecto a la causa inicial. La definición como un tipo de falla **creciente** elimina la posibilidad de inclusión del colapso total de estructuras estáticamente determinadas dentro de este tipo de colapso, como sería el caso de armaduras bajo la pérdida de uno solo de sus miembros. Mientras que el colapso de Ronan Point atrajo la atención a este tipo de colapso, ciertamente no fue un hecho único. Un gran número de colapsos progresivos ha sido documentado en la literatura de ingeniería, muchos de ellos ocurridos antes de 1968. Existen ejemplos de propagación de colapso vertical como en Ronan Point, de propagación horizontal y de combinaciones de ambas.

El tipo particular de detalles de unión usado en el edificio de departamentos Ronan Point, confiaba primordialmente su resistencia, a la fricción entre los elementos. Esto resultó en una estructura que ha sido nombrada como "castillo de naipes". Este suceso indicó que las estructuras con características similares de unión son particularmente susceptibles a un colapso progresivo. Numerosos casos de colapso progresivo han sido reportados en estructuras fabricadas con los principales materiales de construcción: concreto reforzado, presforzado, acero, madera y mampostería. Muchos tipos de estructuras son más susceptibles a este tipo de colapso durante la etapa de ejecución de la obra; sin embargo, existen ejemplos de un buen número de estructuras que han sufrido colapso progresivo, después de terminadas.

Debido a que el colapso de Ronan Point fue iniciado por una explosión, que es una condición de carga no considerada generalmente en el diseño de edificios, fue designada como "carga anormal", aunque más recientemente se ha preferido el término "situación extraordinaria". Se han realizado numerosos estudios sobre la frecuencia y magnitud de situaciones extraordinarias de carga. En algunos estudios esta categoría ha sido ampliada hasta incluir situaciones derivadas de una práctica deficiente, tales como errores de diseño y de ejecución de obra [ *Breen, 1975* ].

**Cargas anormales** El término "cargas anormales" ó "situaciones extraordinarias" ha sido utilizado para designar cualquier condición de carga no considerada generalmente en el diseño de un edificio. Para construcciones y normatividad tradicionales, los diseñadores generalmente incluyen carga muerta, carga viva, carga de nieve, carga de viento, carga de terremoto, carga de suelo, carga hidrostática y efectos de cambios volumétricos y de temperatura. Las "cargas anormales" serían las cargas que generalmente han sido consideradas que tienen tan baja probabilidad de ocurrencia que pueden ser ignoradas en el diseño tales como:

- Cambio violento en la presión del aire; p. ej.: alta detonación explosiva por sabotaje ó terrorismo y explosiones por fugas en sistemas de gas butano, natural ó propano.
- Impactos accidentales; p. ej.: automovilístico, grúas industriales y aeronaves.
- Práctica profesional deficiente; p. ej.: errores de ejecución de obra y alteraciones de campo no autorizadas.
- Falta de mantenimiento.
- Incendio, inundaciones y tornados.

**Frecuencia** Los resultados de estudios realizados en Estados Unidos, Canadá y los Países Bajos para determinar la frecuencia con que ocurren los distintos tipos de situaciones extraordinarias o cargas anormales en edificaciones comerciales y residenciales, mostraron que, aunque la probabilidad de ocurrencia para la mayoría de las cargas anormales es imprecisa, es suficiente para una evaluación de órdenes de magnitud. En todos los estudios, la probabilidad de ocurrencia de una explosión de gas severa resultó ser la mas alta. En segundo lugar están las explosiones por actos terroristas. Este tipo de eventos parece ir en aumento y son extremadamente serios. En ciertas áreas del mundo en donde desórdenes políticos han creado condiciones propicias para el sabotaje, la probabilidad de explosiones de bombas es de mayor magnitud que la probabilidad de impactos vehiculares y sustancialmente mayor que otro tipo de cargas anormales. [ *Breen, 1975*].

***Susceptibilidad durante la etapa de ejecución de obra.*** Como lo mencioné al principio de este apartado, algunos tipos de estructuras presentan una mayor susceptibilidad al colapso progresivo en la etapa de ejecución de obra. Del análisis de estos casos, parece razonable concluir que la evolución continua de las prácticas de diseño y construcción han traído como resultado una mayor velocidad de ejecución y una cantidad menor de materiales utilizados en un proyecto. La combinación de estos dos factores acentúa el riesgo de un colapso en la etapa de ejecución de obra. Existen además un número de factores que hacen a una estructura más vulnerable durante esa etapa: baja resistencia de los materiales; ausencia de mecanismos de defensa del sistema estructural; sobrecargas durante la ejecución y técnicas inapropiadas de ejecución, entre otros.

Por lo anterior, parece conveniente hacer esfuerzos para desarrollar una filosofía global de seguridad estructural para la etapa de ejecución de obra relacionando cargas durante la ejecución, factores de carga y factores de resistencia para los procesos de montaje y ejecución.

***Filosofía de diseño para colapso progresivo*** Cualquier normatividad impuesta para reducir la probabilidad de colapso progresivo debe seguir una filosofía global congruente para asegurar su efectividad. La consideración de la posibilidad de un colapso progresivo supone que un colapso local ya ha ocurrido previamente debido a alguna sobrecarga ó anomalía de la estructura. Supuestamente los factores normales de seguridad se han establecido para reducir a un nivel generalmente aceptable la posibilidad de tal colapso. El diseño para resistir colapso progresivo reconoce que un colapso local no puede ser evitado en forma absoluta. La filosofía general es que la estructura debe ser estable bajo ese daño local y ser capaz de puentear sobre el área dañada, frenando el colapso total de la estructura. Un problema fundamental en la implementación de esta filosofía de diseño, es el que es difícil de cuantificar la magnitud del daño que la estructura debe ser capaz de soportar sin colapso progresivo. Se necesitan estudios para definir social y técnicamente las magnitudes aceptables de daño relacionados con el uso, la ocupación y la estabilidad de las edificaciones.



Los códigos de construcción de Europa, Canadá y Estados Unidos dan alguna indicación del grado de daño a considerar. Generalmente la estructura debe ser capaz de resistir una carga razonable de escombros y de resistir la pérdida de uno de sus miembros soportantes principales.

La implementación práctica de tales códigos en el diseño y construcción de estructuras han indicado que la especificación de la magnitud de una carga anormal, tal como la presión de gas, no es efectiva. En la búsqueda de resistencia para situaciones extraordinarias es preferible -- con mucho -- la inclusión del grado y tipo de daño que debe prevenirse.

El diseño para resistir colapso progresivo es, en esencia, una forma avanzada del diseño por estados límite, ya que supone de antemano que una porción local de la estructura se ha colapsado. Debido a esto, generalmente se hacen cálculos usando factores de carga cercanos a la unidad para la probable carga de escombros mas una fracción de carga viva -- del orden de  $1/3$  a  $1/2$  -- de la carga viva de diseño. La estructura debe permanecer estable bajo estas cargas para permitir evacuaciones y operaciones de emergencia, así como para permitir la colocación de apuntalamientos temporales y reparaciones. Es conveniente incluir en la normatividad alguna orientación sobre factores de carga y resistencia apropiados para la evaluación de la capacidad de los elementos estructurales bajo estas condiciones.

Para una resistencia satisfactoria contra colapso progresivo, la estructura debe mantener una configuración estable después de un daño severo o de la pérdida total de un elemento soportante principal. Un diseño de la estructura de tal manera que sea capaz de desarrollar una configuración de reemplazo soportante de cargas la cual le permita permanecer estable bajo la pérdida de un soporte primario es ciertamente una contribución sustancial hacia la reducción del peligro de colapsos progresivos.

En el diseño estructural tradicional, el diseñador ha dirigido siempre su atención a condiciones específicas de carga. Los códigos de construcción proveen sugerencias precisas sobre cargas muertas, vivas, de viento y sísmicas. El diseñador generalmente acepta estas cargas y diseña su estructura para resistirlas usando el método mas eficiente posible. Con la introducción del concepto de "cargas anormales" a raíz del colapso progresivo

de Ronan Point, se requiere que el diseñador diseñe para lo desconocido e impredecible. Este es un concepto ajeno al diseñador acostumbrado a dimensionar su estructura para cargas en su mayoría bien establecidas. Bajo este enfoque, ahora se le requiere dimensionar su estructura para resistir la propagación del daño; no obstante que, la cantidad y el tipo de daño no están todavía bien definidas. En otras palabras, un diseño exitoso por lo que respecta a colapso progresivo es el que resulta en una estructura que tenga la capacidad de confinar un colapso local al área inmediata de colapso. Esto significa, que no deberá iniciarse una reacción en cadena que eventualmente resultase en un área dañada mucho mayor que lo que pudiera esperarse por la causa que originó el daño. La capacidad de una estructura de confinar el área de colapso será por lo general proporcional a su continuidad y ductilidad. El reto de un diseño exitoso es entonces, el proveer una cantidad razonable de continuidad y ductilidad en todas las estructuras [ *Breen, 1975* ].

Si bien es cierto que un buen número de estructuras tienen probablemente suficiente continuidad y ductilidad, también lo es que pueden mejorarse introduciendo cambios relativamente sencillos a nivel del detallado del acero de refuerzo. Los nuevos requerimientos sobre la integridad estructural que se incluyeron en el Código ACI - 318 a partir de 1989 son indudablemente un avance en la dirección correcta. Sin embargo, existen todavía un número de formas de construcción que son probablemente inadecuadas para resistir cualquier otra carga diferente a las cargas de gravedad muerta y viva. Estas estructuras carecen de continuidad en sus conexiones por lo que es primordial desarrollar programas de educación continua para crear conciencia en los diseñadores de la trascendencia de visualizar el comportamiento en tres dimensiones de las estructuras de tal forma que pueda comprenderse la importancia de interconectar todos los elementos estructurales mediante conexiones suficientes para asegurar continuidad y ductilidad.

## **4.11 Daños ocasionados por mal uso ó abuso de la estructura**

### **4.11.1 Ausencia de Inspección y mantenimiento**

En general, los códigos y especificaciones exigen que las estructuras deben ser construidas, modificadas y conservadas de tal forma que la seguridad y la salud públicas no se vean comprometidas [ RCDF, 1992 ].

Se requiere de inspecciones periódicas apropiadas para detectar anomalías de comportamiento de las estructuras y materiales de las edificaciones así como para reconocer los efectos de las agresiones del medio ambiente.

Al mismo tiempo, para prevenir el envejecimiento ó deterioro prematuro y conseguir restituir ó extender la vida de servicio de las estructuras, se debe llevar a cabo un mantenimiento adecuado.

No obstante que puede afirmarse que ninguna persona sensata que sea propietario ó usuario de instalaciones ó equipos tales como elevadores, montacargas, automóviles ó sistemas contra incendio, esperaría que le prestaran un buen servicio indefinidamente sin ningún tipo de inspección y de mantenimiento, es lamentable que todavía exista en nuestro medio -- en forma arraigada y generalizada -- la creencia que las estructuras pueden durar para siempre sin la menor atención. Además, el concepto de mantenimiento está escasamente difundido -- en particular entre los propietarios de las estructuras de concreto --. La ausencia de mantenimiento en una estructura podrá traer por lo general alguna o varias de las siguientes consecuencias:

- Aparición de deformaciones ó agrietamientos que sean motivo de preocupación por parte de usuarios y visitantes de la edificación.
- Reducción de la capacidad de carga de algunos elementos en forma individual ó de la estructura en forma global con el consecuente riesgo de colapso.
- Disminución del nivel de seguridad de la estructura por abajo de lo establecido en la normatividad.

- Menoscabo de la apariencia de la estructura.
- Necesidad de incurrir en gastos importantes para la reparación ó rehabilitación de la estructura.
- Depreciación económica de la edificación.

Lo anterior se agrava por el hecho de que en la mayoría de los casos el propietario es profano en temas de ingeniería estructural y de construcción, siendo por lo tanto incapaz de detectar síntomas incipientes de deterioro ó aun peligros potenciales importantes, por lo que no recurre a un especialista hasta que el problema resulta obvio, momento en el cual las reparaciones resultan muy costosas y eventualmente incosteables económicamente.

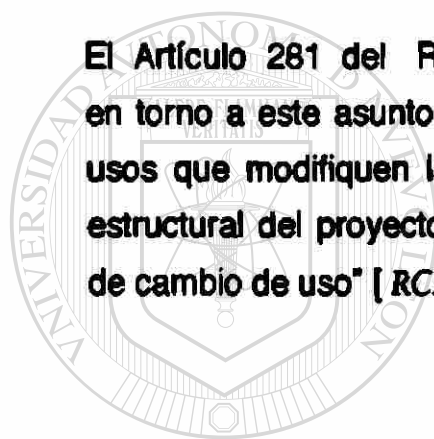
#### **4.11.2 Cambio de uso**

En general el cambio de uso o destino de las estructuras de concreto, en la mayoría de los casos puede ocurrir sin la participación de un ingeniero que verifique que la estructura puede resistir las nuevas sollicitaciones. Algunas fuentes de problemas han sido las siguientes:

- Cambios de viviendas a oficinas, que conducen a disponer zonas de archivo. Las sobrecargas de servicio de los archivos pueden ser varias veces mayores que las de vivienda.
- Transformación de áreas destinadas a biblioteca -- una designación sumamente imprecisa a efecto de las sobrecargas a adoptar -- en áreas de almacenamiento de libros.
- Disposición en zonas de oficinas de equipos informáticos, cajas de caudales u otros que exceden la capacidad de carga de los entresijos.

- **Asimilación errónea de cargas concentradas, en particular de ruedas de vehículos, a cargas equivalentes uniformemente repartidas. En particular un error frecuente ha sido sustituir un conjunto de cargas puntuales por una carga uniforme equivalente en cuanto a momentos flectores, pero no en cuanto a esfuerzos cortantes.**
- **Transformación de áreas destinadas a oficinas en talleres para la industria manufacturera incluyendo sectores de almacenamiento de materias primas y producto terminado. Esto fue una de las causas por las que un gran número de edificios se colapsaron en la Ciudad de México a raíz de los sismos de 1985 [Nieta, 1986].**

El Artículo 281 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en torno a este asunto establece que " los inmuebles no podrán dedicarse a usos que modifiquen las cargas vivas, cargas muertas ó el funcionamiento estructural del proyecto aprobado sin haber obtenido previamente la licencia de cambio de uso" [ RCDF, 1997].



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

## CAPITULO 5

### LA PROFILAXIS ESTRUCTURAL

De acuerdo con la definición que proporcioné en el apartado 3.5, profilaxis estructural es el conjunto de medidas preventivas que deben ser tomadas en las construcciones nuevas desde las etapas de planeación, diseño y ejecución de obra a fin de preservarlas de defectos y deterioro prematuro.

En la práctica, una multitud de agresiones simultáneas de intensidad variable actúan sobre las estructuras, complicando enormemente la tarea de tomar las decisiones correctas en cuanto a materiales, criterios de diseño y procedimientos constructivos que influirán decisivamente en la vida de servicio de las mismas.

En este capítulo expondré algunas medidas prácticas para hacer frente a determinados problemas patológicos seleccionados entre los que fueron descritos en el capítulo 4.0; es decir, presentaré cómo algunos procesos de deterioro pueden evitarse ó mitigarse, con base en el conocimiento de los parámetros que ejercen mayor influencia sobre ellos.

#### 5.1 Agresividad medio ambiental

Las medidas profilácticas para la protección del concreto son necesariamente función de las condiciones medioambientales a que vaya a estar sometido durante su vida de servicio prevista. Es por lo tanto importante contar con una clasificación de las posibles clases de exposición tanto cualitativa como cuantitativamente.

El clima atmosférico general ó **macroclima** alrededor de los edificios, puede caracterizarse fácilmente a través de medios tradicionales, pero su importancia sobre la durabilidad es relativamente menor. El **clima local** a unos cuantos metros de la estructura, y aún más el **microclima**, a milímetros ó centímetros de la superficie así como las condiciones en la periferia de

elementos estructurales enterrados ó sumergidos como las cimentaciones, son de influencia decisiva.

Desafortunadamente, aún no existe un método generalmente aceptado para definir rigurosamente el medio ambiente con respecto a su agresividad hacia las estructuras de concreto; es decir, hacia el concreto y hacia el acero de refuerzo. Existen diferentes clasificaciones del medio ambiente que están actualmente en uso. El Código Modelo CEB-FIP, 1978 sugiere las siguientes tres condiciones de exposición:

**Ligera:**

- Interiores de edificios para habitación u oficinas.
- Lugares en donde se alcanza un nivel de humedad relativa alto, solamente en periodos cortos durante cualquier año; p.ej. humedad relativa mayor del 60% por no más de 3 meses en un año.

**Moderada:**

- Interiores de edificios en los que la humedad es alta o donde existe un riesgo de presencia temporal de vapores corrosivos.
- Agua corriente.
- Climas inclementes en condiciones atmosféricas rurales ó urbanas, sin alta condensación de gases agresivos.
- Suelos ordinarios.

**Severa**

- Líquidos que contienen cantidades moderadas de ácidos, y aguas con altos contenidos de sales ó de oxígeno.
- Gases y suelos corrosivos particularmente corrosivos.
- Ambientes industriales corrosivos ó ambientes marinos.

Si bien, esta clasificación nos sensibiliza para estimar los riesgos de durabilidad asociados con una estructura dada en un medio ambiente dado, una clasificación más completa y exhaustiva de clases de exposición medioambiental es la propuesta por el Comité Europeo de Normalización la

que además incluye por separado una clasificación particular de condiciones ambientales agresivas con respecto al acero de refuerzo [ CEB,1992 ].

La Tabla No.1 recoge dicha clasificación de clases de exposición para el concreto y la tabla No.2 cubre la clasificación de clases de exposición para el acero de refuerzo. La Tabla No.3 presenta criterios para una evaluación cuantitativa del grado de ataque químico al concreto por agua y por suelos que contienen agentes agresivos.

No obstante que el decidir la clase de exposición dentro de un medio ambiente determinado para un elemento en particular no es una tarea fácil, es indudable que los factores que describiré enseguida ejercen una influencia predominante en el nivel de agresividad de un determinado medio ambiente.

### **5.1.1 Humedad**

Todos los procesos de deterioro requieren agua: el factor importante es el contenido de humedad en el concreto más que en la atmósfera circundante. Bajo condiciones estables, ambos contenidos de humedad serán constantes; pero bajo condiciones variables, el concreto toma agua del medio ambiente más rápidamente de lo que la pierde y por lo tanto, la humedad promedio dentro del concreto tiende a ser más alta que la humedad promedio del ambiente. La influencia de la humedad efectiva en varios procesos de deterioro relacionados con la durabilidad del concreto reforzado se estima como sigue:



Humedad relativa efectiva	Proceso				
	Carbonatación	Corrosión del acero		Congelación	Ataque químico
		En concreto carbonatado	En concreto contaminado por cloruros		
Muy baja (<45%)	1	0	0	0	0
Baja (45-65%)	3	1	1	0	0
Media (65-85%)	2	3	3	0	0
Alta (85-98%)	1	2	3	2	1
Saturado (>98%)	0	1	1	3	3

0 = Riesgo insignificante

1 = Riesgo bajo

2 = Riesgo moderado

3 = Riesgo alto

### 5.1.2 Sustancias agresivas

Ejemplos comunes de sustancias agresivas que pueden estar presentes en la humedad ambiental son:

- a) dióxido de carbono - necesario para la carbonatación
- b) oxígeno - necesario para la corrosión
- c) cloruros - promueven la corrosión
- d) ácidos - disuelven el cemento
- e) sulfatos - producen reacción expansiva con el cemento
- f) álcalis - producen reacción expansiva con los agregados

### 5.1.3 Temperatura

No obstante que la temperatura tiende a ser ignorada en las definiciones de agresividad, su influencia puede ser muy importante en virtud de que las reacciones químicas son aceleradas por incrementos en la temperatura. Una

regla sencilla, es que un incremento de 10°C en la temperatura causa una duplicación en la velocidad de la reacción. Este factor por sí solo hace a los medio ambientes tropicales considerablemente más agresivos.

En síntesis, la **disponibilidad de humedad**, la presencia de **sustancias agresivas en el ambiente**, y el **nivel de temperatura** son las consideraciones principales que caracterizan a un medio ambiente determinado.

## **5.2 Protección del concreto**

### **5.2.1 Agresiones físicas**

**Contracción y asentamiento plásticos** Los parámetros que influyen en el riesgo de agrietamiento fueron discutidos en el apartado 4.3.3. Aquí daré algunos comentarios adicionales. Los parámetros más importantes que aseguran la sanidad ó integridad de una estructura bien diseñada, y manufacturada con un concreto de buena calidad inicial son la temperatura y humedad adecuadas para un buen curado.

Existe un riesgo de agrietamiento por contracción plástica cuando el nivel de evaporación de agua en la superficie es mayor que la velocidad con la cual el agua asciende hacia ella. Por consiguiente, especialmente en la presencia de altas temperaturas, vientos fuertes, ó baja humedad, se deben tomar precauciones para disminuir la velocidad de la evaporación. Estas precauciones pueden ser: humedecer las terracerías y los moldes, colocar el concreto a la más baja temperatura posible, colocar rompevientos y parasoles, reducir el tiempo entre la colocación del concreto y el inicio del curado, y minimizar la evaporación por medios adecuados como la aplicación de rocío neblinoso y cubriendo la superficie con membranas de polietileno ó mediante membranas de curado, entre otros.

Debido a que los cementos modificados y con adiciones conducen generalmente a un nivel considerablemente menor de sangrado del concreto,

son más sensibles a la calidad de la obra de mano durante la ejecución; por lo que es necesario un curado más cuidadosamente planeado y controlado. En caso de presentarse agrietamiento por contracción y asentamiento plásticos, un revibrado del concreto inmediatamente después de su aparición puede generalmente cerrar las grietas sin repercutir en ningún daño para el concreto.

***Congelación y deshielo*** Como lo describí en el apartado 4.4.1. la condición más severa relacionada con la resistencia al congelamiento del concreto es un contenido de agua cercano a la saturación. Consecuentemente, en la etapa de planeación y diseño, las formas arquitectónicas y estructurales deberán ser, tanto como sea posible, seleccionadas de tal manera que se evite la saturación de agua. Son particularmente susceptibles al daño por congelamiento las superficies horizontales sobre las cuales el agua tiende a acumularse o las superficies verticales sobre las cuales el agua fluye debido a un drenaje inadecuado.

Al seleccionar los ingredientes del concreto, se debe verificar si los agregados son resistentes a la congelación. En general, cualquier concreto que vaya a estar expuesto a la combinación de humedad y ciclos de congelación y deshielo requerirá de:

- Diseño arquitectónico y estructural de la estructura para minimizar la exposición a la humedad
- Baja relación agua/cemento
- Buena calidad de los agregados
- Buen curado antes del primer ciclo de congelación
- Buena práctica constructiva

Recomendaciones específicas pueden consultarse en el reporte del Comité ACI-201, 1992; sin embargo, merece mencionarse lo siguiente:

Cualquier ataque de congelación comenzará en la superficie del concreto. Por lo tanto, la calidad de las capas exteriores del concreto, y por consiguiente el

curado, ejercerán una gran influencia sobre la resistencia del concreto a la congelación, es decir, sobre la capacidad del concreto para resistir ciclos sucesivos de congelación y deshielo.

Si como consecuencia de un diseño ó ejecución incorrectos la calidad del concreto no cumple con los requisitos necesarios, ó si no se anticipa una buena resistencia a la congelación bajo las condiciones ambientales prevaletientes, será necesario tomar medidas especiales para prevenir la destrucción del concreto.

Todas estas medidas deberán estar encaminadas a evitar la saturación del concreto. Esto podrá lograrse con más eficacia mediante la prevención de la succión capilar y de la penetración de sales.

Para este propósito, las superficies expuestas al agua pueden ser impregnadas -- eliminación de la energía superficial dentro de los poros -- ó provistas de un recubrimiento. Sin embargo, debe hacerse notar que como regla general, las impregnaciones y los recubrimientos no son eternos y por lo tanto, tendrán que ser reemplazados a intervalos regulares.

De cualquier modo, es necesaria una inspección periódica y una evaluación del desempeño de las medidas que se hayan tomado.

Es de mayor importancia que todas las superficies expuestas al agua queden protegidas, ya que, si ciertas áreas permanecen sin protección, como puede ser el desplante de las cimentaciones, es muy probable que el concreto se sature por succión capilar aún en los sectores aparentemente protegidos. ®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

### **5.2.2 Agrietamiento por acciones mecánicas**

El agrietamiento es inevitable en estructuras de concreto reforzado; sin embargo, no puede afirmarse a priori que las grietas sean síntomas de disfunciones y anomalías ó de menoscabo en la durabilidad, siempre y cuando las aberturas de las grietas no sean ni se vuelvan excesivas.

La abertura que puede ser aceptada dependerá de la función de la estructura. Para los niveles de esfuerzo actualmente utilizados en el acero de refuerzo, el agrietamiento por acciones mecánicas generalmente no será suficiente para

producir una reducción en la durabilidad ó para dañar seriamente la apariencia de una estructura, siempre y cuando exista suficiente acero de refuerzo para controlar el agrietamiento en aquellos sectores en donde es probable que existan tensiones.

Un espaciamiento excesivo de las barras de refuerzo, conducirá a grietas amplias e incontroladas entre las barras. El uso de barras de diámetro grande con respecto al recubrimiento, puede originar la formación de grietas a lo largo de las barras. El espaciamiento entre las barras y los diámetros de las mismas deben ser, por lo tanto, limitados.

### **5.2.3 Erosión**

Un concreto con alto porcentaje de agregados gruesos, consistentes de roca resistente a la abrasión , que se mantengan rodeados por una matriz de mortero de alta resistencia, con baja relación agua/cemento, que asegure una buena unión entre los agregados, resistirá un uso abrasivo siempre y cuando la capa superficial de mortero sea delgada y un buen curado haya asegurado una superficie libre de grietas.

El polvo de carborondum (carburo de silicio), ó de corindón, han sido utilizados como agregados en el concreto para capas delgadas sobre escalones, pisos ó estructuras similares sujetas a desgaste intenso.

Una superficie lisa y fuerte de concreto con una pasta de cemento densa y de alta resistencia que asegure una buena adherencia a los agregados gruesos será capaz de resistir la erosión por cavitación siempre y cuando un curado adecuado haya producido una superficie libre de grietas. El diseño debe ser tal que las corrientes de alta velocidad en perfiles discontinuos sean evitadas lo que resulta en un diseño hidráulico óptimo. Medidas preventivas para este tipo de agresión pueden consultarse en el reporte del comité ACI-210, 1993.

## 5.2.4 Agresiones químicas

Las medidas preventivas son una función del grado de agresividad del medio ambiente, pero en todos los casos un concreto de baja permeabilidad, bien proporcionado y bien manufacturado, raramente se deteriora. Ver Tablas 1 y 3.

Sugerencias con respecto al proporcionamiento de la mezcla, las que toman en cuenta el tipo y cantidad de cemento y la relación agua/cemento, se incluyen en las tablas 4 y 5 para diferentes niveles de agresividad medioambiental y de ataque de suelos y aguas conteniendo agentes agresivos [ CEB, 1992 ].

Recomendaciones particulares para los casos de ataque de sulfatos y de reacción álcali-agregado se describen en seguida:

**Ataque de sulfatos** Una buena protección se obtiene utilizando un concreto denso, con baja relación agua/cemento y fabricado con ingredientes adecuados para lograr la resistencia necesaria contra el ataque de sulfatos. En la tabla No.5 se muestran recomendaciones para tomar medidas al respecto. Recomendaciones más detalladas son dadas en la tabla No.6. Nuevamente, el reporte del Comité ACI-201, 1992 es una excelente fuente al respecto.

**Reacción álcali-agregado** Aunque se ha hecho algún progreso en la evaluación de problemas concernientes a este tipo de deterioro del concreto, todavía no se dispone de un tratamiento del tema completo y satisfactorio. Sin embargo, un enfoque seguro es, cuando sea posible, escoger agregados no reactivos. Otro enfoque seguro parece ser el uso de cementos bajos en álcalis de acuerdo con la ASTM.

El uso de adiciones de puzolana, especialmente humo de sílice, parece redituable cuando se pretende reducir las expansiones se reducen debido a las reacciones álcali-sílice, gracias a su capacidad de blindaje para los álcalis. Opiniones recientes han tendido a aceptar los cementos con un mínimo de 65% de escoria de alto horno y los cementos puzolánicos con un mínimo de

30% de material puzolánico como protección suficiente contra cualquier tipo de agregado, independientemente del contenido de álcalis del cemento.

La adición de algunas puzolanas incrementa la necesidad de agua para la mezcla, si no se usan plastificantes. Es importante mencionar que las puzolanas no son efectivas para controlar la reacción álcali-carbonato. Por otra parte, se ha encontrado que el aire incluido es efectivo para reducir la expansión provocada por reacciones álcali-sílice. Además, una baja relación agua/cemento que produce un concreto fuerte con baja permeabilidad y auto secado del concreto endurecido, disminuye el riesgo de las reacciones álcali-agregado.

La tabla No.7 y el reporte del comité ACI-201, 1992 contienen medidas profilácticas adicionales para este tipo de agresión.

### **5.2.5 Agresiones biológicas**

Los cultivos biológicos fueron presentados en el apartado 4.6. Debido a la habilidad de los cultivos biológicos para incrementar el contenido de humedad en la superficie de concreto, produciendo como consecuencia, un aumento en el deterioro, y debido al riesgo de daños por agresiones mecánicas provocadas por las raíces penetrando en las grietas y en los vacíos, se debe tratar de minimizar la cantidad de cultivos biológicos.

El deterioro del concreto debido al azufre proveniente de bacterias puede ser disminuido reduciendo la turbulencia en los alcantarillados, reduciendo así el escape de ácido sulfúrico y removiendo el crecimiento de bacterias en el interior de los mismos. Si las circunstancias lo permiten, una buena ventilación de los alcantarillados es una medida eficiente para prevenir este proceso [ Bayer, E., 1983 ].

### **5.3. Protección del acero de refuerzo**

En seguida mencionaré las principales medidas profilácticas conducentes a lograr una protección efectiva del acero de refuerzo contra la corrosión.

### **5.3.1 Detalles arquitectónicos y estructurales.**

Un gran número de lesiones por deterioro son iniciadas en puntos vulnerables de una estructura. Durante la planeación y diseño se deben tomar en cuenta los siguientes puntos:

- Las superficies de concreto deben ser lo más lisas posible. Cerca de los bordes, los agentes agresivos actuarán por ambos lados. Asimismo, las tolerancias en los recubrimientos de concreto también se dan en ambos lados, y por lo tanto, el peligro de estallamiento es mayor.
- La saturación de agua debe ser evitada. Debe suministrarse un drenaje adecuado. De preferencia no debe haber superficies horizontales de concreto y se deben tomar medidas especiales de protección en donde sea necesario.
- Debe tenerse en cuenta la necesidad de reemplazo de los elementos estructurales después de un severo ataque por corrosión.

---

### **5.3.2 Aberturas máximas de grietas.**

En la región de las grietas, debe evitarse la despasivación de acero de refuerzo. El valor absoluto de la abertura de las grietas en el rango normal de 0.4 mm es de menor importancia comparado con la calidad del recubrimiento de concreto, es decir, su espesor y su impermeabilidad.

Se ha comprobado que los requerimientos del Comité ACI-318, 1995. En cuanto al detallado del acero de refuerzo para control del agrietamiento inducido por solicitaciones de flexión con base en las investigaciones de Gergely y Lutz resultan en aberturas de grietas menores de 0.4 mm.

Por lo que respecta a la aceptación estética de las grietas, se ha sugerido que aberturas hasta 0.3 mm parecen ser aceptables.



Se han realizado varios intentos para establecer lo que constituye una grieta aceptable desde el punto de vista estético, pero hasta el momento no existe una base racional sobre este tema. La objeción estética de las grietas puede resumirse como sigue:

- Las grietas causan alarma acerca de la seguridad de la estructura;
- Las grietas disminuyen la aceptación visual de la estructura al modificar las texturas de la superficie mermando el efecto visual deseado por el diseñador, y dando una apariencia de baja calidad y ejecución pobre.

La respuesta de cualquier individuo a un patrón de grietas dependerá de la posición que la persona tenga en relación con la estructura. La aceptación de una grieta observada por un ingeniero puede ser muy diferente de la aceptación por parte del dueño del edificio ó por el usuario que lo renta. Aberturas mínimas asociadas con la distancia del observador y con el prestigio de la estructura se han propuesto como lo muestra la Gráfica No.10. [ Campbell-Allen y Roper, 1991 ].

Es de mayor importancia el suministro de una cantidad mínima de acero de refuerzo en el caso de deformaciones restringidas para evitar grietas extremadamente abiertas. En el caso de condiciones ambientales severas como el ataque severo de cloruros sobre superficies horizontales de concreto, pueden ocurrir altos niveles de corrosión en la región de las grietas. Nuevamente, la limitación de la abertura de las grietas no es suficiente para evitar el ataque en el refuerzo de acero. En tales casos deben tomarse medidas protectoras especiales tales como sellar la superficie de concreto ó utilizar refuerzo recubierto con resinas epóxicas.

### **5.3.3 Detallado del acero de refuerzo**

Al momento de detallar el acero de refuerzo, debe asegurarse la factibilidad de una buena colocación y compactación del concreto. Se deben proveer

espacios suficientes para la inserción de un vibrador, particularmente en el caso de capas cruzadas de barras de refuerzo. Cuando se dibujen los espacios entre las barras, debe tomarse en cuenta que las barras, incluyendo las corrugaciones, tienen diámetros más grandes que los valores nominales y que especialmente en el caso de barras dobladas es necesario tener tolerancias.

El Instituto Americano del Acero de Refuerzo para el Concreto (CRSI) y el Comité 315 del Instituto Americano del Concreto editan excelentes publicaciones en torno a una buena práctica para el detalle y habilitación del acero.

#### **5.3.4 Recubrimientos y separación entre barras**

La caracterización de las clases de exposición asociadas a condiciones ambientales que afectan el acero de refuerzo, genera la necesidad de una serie de requerimientos correspondientes de valores mínimos de recubrimiento de concreto. Ver tabla No.2.

Los valores de recubrimientos que se anotan en seguida son los mínimos recomendados para los distintos niveles de exposición descritos en la tabla

No.2.

<b>Clase de exposición</b>	<b>Recubrimiento mínimo: mm</b>
<b>1</b>	<b>15</b>
<b>2</b>	<b>30</b>
<b>3 y 4</b>	<b>40</b>
<b>5</b>	<b>(*)</b>

(\*) En función de las condiciones ambientales.

Aunque el uso de concretos de más alta resistencia ó con menores relación agua/cemento que los valores requeridos para las diferentes clases de exposición, pudiera justificar recubrimientos ligeramente menores a los señalados, ésto no es recomendable con el propósito de minimizar riesgos y errores.

Los valores nominales de los recubrimientos de concreto deben incluir holguras para acomodar las tolerancias. Ésto asegura que los valores mínimos especificados se respetarán en cualquier punto de la estructura. El valor de tolerancia depende de la calidad de control durante la ejecución y del tipo de fabricación, p.ej.: colado en el lugar vs. prefabricado. Con un control de calidad adecuado y buen curado, debe ser 5 mm; sin control de calidad se debe incrementar a 10 mm, y si el curado es inadecuado, se deben permitir 20mm.

Debido al incremento en el diámetro efectivo de las barras causado por las corrugaciones y las tolerancias asociadas con el doblado, los valores mínimos especificados para el espaciamiento de las barras deben ser incrementados proporcionalmente. Ver Fig. No.43.

Aún y cuando valores de tolerancia se agreguen a los valores nominales del recubrimiento de concreto, los valores mínimos especificados solamente pueden cumplirse si se proveen separadores estables a distancias suficientemente pequeñas. Los valores mínimos proporcionados en la siguiente página deben ser respetados; las cantidades están definidas en la Fig. No.43.

<b>LOSAS Y MUROS</b>		
<b>Tipo de separador</b>	<b>S<sub>1</sub> en posición horizontal (losas)</b>	<b>S<sub>1</sub> en posición vertical (muros)</b>
<b>Sencillo</b>	<b>S<sub>0</sub></b>	<b>1.5 S<sub>0</sub></b>
<b>Múltiple</b>	<b>1.5 S<sub>0</sub></b>	<b>2.0 S<sub>0</sub></b>

<b>S<sub>0</sub>:</b>	<b>400 mm para</b>	<b>db ≤ 8 mm</b>
	<b>500 mm para</b>	<b>8 &lt; db ≤ 16 mm</b>
	<b>700 mm para</b>	<b>db &gt; 16 mm</b>

<b>VIGAS</b>	
<b>Diámetro de las barras longitudinales: mm</b>	<b>S<sub>2</sub>: mm</b>
<b>≤ 8</b>	<b>400</b>
<b>8 - 16</b>	<b>500</b>
<b>&gt; 16</b>	<b>700</b>

---

**Distancias máximas entre separadores S<sub>0</sub>, S<sub>1</sub> y S<sub>2</sub>  
para el habilitado del acero de refuerzo,  
referidas a la figura No.43.**

### **5.3.5 Ingredientes del concreto**

La relación máxima agua/cemento debe ser 0.5 ó 0.4 si se espera un ataque severo de cloruros; y el contenido mínimo de cemento debe ser 300 kg/m<sup>3</sup>, a menos que ensayos adecuados muestren que pueden utilizarse valores diferentes a dichos límite. La relación agua/cemento y la trabajabilidad, que debe oscilar entre semi-fluída y fluida, son de primordial importancia.

En el caso de ataque severo de cloruros, un concreto de alta resistencia fabricado con cementos adicionados de escoria, puzolanas naturales, cenizas volantes, humo de sílice, con una relación máxima agua/cemento de 0.4 y un mayor contenido de cemento, proporciona una mayor protección al acero de refuerzo. Esta protección incrementada, sin embargo, puede lograrse sólo si se llevan a cabo medidas especiales de curado. Se recomienda preparar mezclas de prueba para control de calidad.

El contenido crítico de cloruros que indica un peligro incipiente de corrosión, depende de varios parámetros. Por lo tanto, no existe un solo valor generalmente válido para el contenido crítico de cloruros. Esto se muestra en la gráfica No.12.

Si el concreto no está carbonatado, un 0.4 % de cloruros con respecto al peso de cemento, parece ser un buen criterio para peligro incipiente de corrosión. Sin embargo, como lo muestra la gráfica No.12, el valor crítico puede ser mucho más alto ó bajo, dependiendo de las condiciones ambientales.

Los cloruros no deben ser deliberadamente agregados a la mezcla de concreto, independientemente de si el contenido máximo permitido de cloruros se excedería ó no. En el caso de ataque severo de cloruros p.ej.: en ambientes marinos y zonas costeras, las medidas recomendadas anteriormente pueden no ser suficientes para asegurar la durabilidad apropiada. La medida profiláctica más económica es disminuir la relación agua/cemento aún más e incrementar el recubrimiento de concreto.

Si estas precauciones pudiesen parecer insuficientes, puede ser preferible el proteger el acero de refuerzo directamente, utilizando refuerzo recubierto con resinas epóxicas en estructuras nuevas, ó utilizando protección catódica para

proteger estructuras existentes ó como medida preventiva para nuevas estructuras.

El galvanizado y los inhibidores de corrosión no han demostrado ser muy efectivos en el mejoramiento de la durabilidad en el caso de ataques severos. Los revestimientos epóxicos y la protección catódica parecen ser más efectivos.

### **5.3.6 Control de calidad**

Los siguientes conceptos deben ser verificados adecuadamente por el ingeniero responsable en el sitio de la obra. En particular, deben ser verificados:

- Espaciamientos de barras, espacios para insertar vibradores.
- Recubrimientos de concreto; espacios y separadores adecuados.
- Proporcionamiento de la mezcla y sistema de aseguramiento de calidad para el concreto en todas sus etapas.

Como lo he venido reiterando, el curado es fundamental para el logro de un concreto durable y resistente a las diversas agresiones del medio ambiente; sin embargo, desafortunadamente es una etapa del proceso de manufactura del concreto muy descuidada en nuestro medio.

Las medidas de curado deben asegurar que un secado temprano de la superficie de concreto no ocurra. Una vez que el concreto se ha secado, cualquier medida posterior de curado es inútil. Las siguientes acciones pueden contribuir al logro de un buen curado:

- Permanencia de la cimbra.
- Recubrimiento de las superficies sin cimbra con mantas empapadas de agua.
- Impregnaciones con membranas de curado.

El tiempo de curado requerido depende de varios parámetros. Los principales son:

- La agresividad del medio ambiente durante la vida de servicio.
- El medio ambiente durante el curado.
- La sensibilidad al curado de la mezcla de concreto: tipo y cantidad de cemento y relación agua/cemento.

La gráfica No.11 proporciona orientación sobre el tiempo de curado requerido dependiendo de estos parámetros.

### **5.3.7 Otras protecciones**

Todas las medidas profilácticas mencionadas conducen a garantizar una buena calidad intrínseca del concreto -como producto terminado- mediante un proporcionamiento, fabricación, colocación, compactación y curado adecuados así como con una buena práctica de diseño arquitectónico y estructural y un buen detallado y habilitación del acero de refuerzo. De esta forma se pretende aumentar la impermeabilidad del concreto haciéndolo más denso, evitando agrietamientos y por lo tanto reduciendo a un mínimo la posibilidad de ingreso del dióxido de carbono de la atmósfera, del oxígeno y de cloruros.

Existen otros medios para mantener pasiva la película protectora, extrínsecos al concreto propiamente dicho como son:

- Dando un tratamiento químico a la superficie del acero como puede ser el galvanizado de las barra de refuerzo [ *Díaz Ballote, Luis., 1996* ].
- Aplicando adecuadamente pinturas epóxicas anticorrosivas apropiadas [ *Swamy, R.N. y Tanikawa, 1993* ].
- Adicionando al concreto, durante su fabricación, aditivos inhibidores de la corrosión, con eficiencia comprobada [ *Secre, Will 1993* ].
- Instalando un sistema de protección catódica [ *Chou, Gee Kin., 1984* ].

- Aplicando membranas ó selladores que impidan la penetración de líquidos y gases en el caso de estructuras ya construidas. Deberá verificarse la eficacia de los productos aplicados a través del tiempo mediante un programa de inspección y mantenimiento.

## **5.4 Protección en la etapa de uso**

### **5.4.1 Inspección periódica**

Como lo he mencionado en apartados anteriores, para conservar las estructuras en buen estado, deben ser inspeccionadas y mantenidas con regularidad.

Se entiende por inspección el proceso por el cual se detectan, registran y documentan posibles anomalías -- defectos, deterioros ó daños -- presentes en estructuras existentes. Comprende todas las actividades necesarias para determinar el estado ó condiciones de la estructura a la fecha de la inspección incluyendo el acopio de información requerida para identificar los orígenes, causas y mecanismos de las lesiones observadas [ FIP, 1986 ].

**Clases de inspección** Pueden distinguirse tres niveles de inspección: de rutina, detallada y especial. Además de estas tres categorías de inspección, existen observaciones casuales y superficiales hechas por los usuarios ó por personas que se encuentren transitoriamente en la edificación. Si bien este tipo de observaciones no se llevan a cabo por técnicos ni a intervalos regulares, deben ser tomadas en cuenta ya que con no poca frecuencia aportan información de mayor importancia.

**Inspección de rutina** Una inspección de rutina debe llevarse a cabo metódicamente a intervalos regulares. El inspector debe trabajar siguiendo una lista de verificación que haya sido preparada conjuntamente tanto por los ingenieros responsables del diseño como por los responsables del



mantenimiento para el tipo particular de edificación de que se trate.

La inspección debe llevarse a cabo por un inspector entrenado, bajo la supervisión de un ingeniero y los resultados deben ser comparados con los resultados de inspecciones previas. Debe hacerse un reporte escrito acerca de las condiciones de la estructura y de sus componentes. La inspección de rutina es fundamentalmente ocular y, en general, no son necesarios equipo ni accesibilidad especiales.

**Inspección de detalle** Una inspección detallada debe llevarse a cabo a la mitad del periodo entre dos inspecciones de rutina.

El objetivo de una inspección detallada es el llevar a cabo un examen intensivo y minucioso de todos los elementos de la estructura, y por lo tanto puede requerirse de ayudas tales como, técnicas de visión remota, equipo submarino y accesibilidad especial.

Si ésto no fuera posible, deben examinarse detenidamente secciones representativas de la estructura.

Además de la lista de puntos a verificar en la inspección de rutina, deben considerarse instrucciones especiales aplicables a la estructura en cuestión.

Debe prepararse un reporte completo por escrito respaldado por fotografías y dibujos. Es recomendable que las inspecciones detalladas y las de rutina se realicen por la misma persona.

**Inspecciones especiales** Una inspección de carácter especial se lleva a cabo en circunstancias no usuales; por ejemplo:

- Cuando una condición específica es descubierta por observación casual ó a raíz de una inspección de rutina ó detallada.
- Cuando se detecten condiciones semejantes a las encontradas en estructuras similares y que hayan sido causa de problemas patológicos.
- Cuando las estructuras se hayan sometido a estados de carga extraordinarios o a sobrecargas mayores que las previstas en el diseño.
- Al ocurrir asentamientos mayores que los anticipados en el diseño.

- Al ocurrir eventos excepcionales tales como inundaciones, colisiones ó incendio.
- Cuando ocurre actividad sísmica de intensidad máxima ó extraordinaria.
- Cuando se lleven a cabo maniobras de limpieza a los elementos estructurales.
- Cuando hay cambio de uso de la estructura.

Las inspecciones especiales pueden requerir una gran cantidad de ensayos complementarios, actividades de análisis y revisión estructural y eventualmente el desarrollo de proyectos de investigación.

**Periodicidad de inspección** La periodicidad conveniente para la práctica de inspecciones a una estructura debe decidirse en función de factores como: tipo e importancia de la estructura; estados de carga y severidad; consecuencias de un eventual colapso; agresividad del medio ambiente; historia del uso y mantenimiento previos y aspectos económicos, entre otros. Los siguientes intervalos pueden tomarse como referencia para el establecimiento de un buen programa de inspección a estructuras existentes:

Agresividad del medio ambiente y severidad de condiciones de carga	GRUPO DE ESTRUCTURA SEGUN RCDF, 1997					
	A		B1		B2	
	Inspección de rutina	Inspección detallada	Inspección de rutina	Inspección detallada	Inspección de rutina	Inspección detallada
<b>Severo</b>	2 (a)	2	6 (a)	6	10 (a)	10
<b>Moderado</b>	6 (a)	6	10 (a)	10	10	(b)
<b>Normal</b>	10 (a)	10	10	(b)	10 (c)	(b)

- (a) La inspección de rutina deberá programarse a la mitad del período entre inspecciones detalladas.
- (b) A juicio del inspector.
- (c) Sólo recorrido para observación aleatoria.

Excelentes referencias en relación con la metodología para la práctica de inspecciones estructurales así como para la clasificación de las anomalías encontradas son: la Guía FIP para inspección y mantenimiento de las estructuras de concreto reforzado y presforzado [ FIP, 1986 ]; el reporte del Comité 201 del Instituto Americano del Concreto [ ACI - 201, 1992 ]; las recomendaciones para la clasificación de daños en estructuras de concreto [ RILEM, 1994 ] y la propuesta para clasificación de daños en el concreto causados por agresiones químicas [ Lauver, 1990 ].

#### **5.4.2 Mantenimiento**

Entendemos por mantenimiento el conjunto de actividades – incluyendo la inspección – necesarias para que una estructura pueda continuar desempeñando satisfactoriamente las funciones para las que fue diseñada ó para preservar su nivel original de apariencia estética. Mantenimiento preventivo es el conjunto de trabajos necesarios para evitar el deterioro de una estructura a un grado tal que pudiese provocar un menoscabo significativo en el desempeño de sus funciones ó para evitar la obligatoriedad de recurrir a reparaciones mayores [ FIP, 1986 ].

Es fundamental que cualquier trabajo de mantenimiento efectuado sea perfectamente documentado de tal forma que pueda disponerse en cualquier momento de una historia completa de la estructura.

**Importancia del mantenimiento** Establecer un programa de mantenimiento es importante por las siguientes razones:

- Para vigilar el desempeño de la estructura y contar con la garantía de que es segura y adecuada para las funciones originalmente previstas.
- Para monitorear la influencia del medio ambiente dado que existe una relación entre la agresividad del mismo y la durabilidad de las estructuras de concreto.

- Para retroalimentar a los diseñadores, constructores y propietarios acerca de los factores que predominan en los problemas de mantenimiento, los que será mas redituable atenderlos durante las etapas de diseño y ejecución de obra.
- Para suministrar información con base en la cual puedan tomarse decisiones respecto a medidas preventivas que puedan llevarse a cabo. Es mas económico reparar daños menores incipientes que reemplazar componentes principales ó la estructura total en el caso de riesgo de colapso inminente.
- Para detectar anomalías, disfunciones ó fuentes potenciales de problemas patológicos lo mas oportunamente posible con el propósito de evitar que degeneren o se inicien otros mas graves prolongando de esta forma la vida de servicio de la estructura.

La inspección, mantenimiento y reparación ó refuerzo de una estructura deben ser entendidas como un todo. La identificación oportuna de la necesidad de reparar puede contribuir al ahorro económico. El costo anual de un programa de inspección eficiente es de, aproximadamente, el 0.1% del monto original de la inversión, y el correspondiente a un mantenimiento adecuado oscila entre el 1 y el 2% [ GEHO - CEB, 1994 ].

Merecen ser mencionadas las siguientes dos partidas que con frecuencia son fuente de problemas patológicos importantes:

- La limpieza es particularmente importante donde la acumulación de basura ó escombros pudiera impedir el movimiento libre de juntas de expansión o apoyos móviles.
- También es importante la limpieza periódica de los sistemas de drenaje pluvial para evitar problemas por estancamiento de agua ó aumento de la presión de la misma.

## CAPITULO 6

### LA TERAPEUTICA ESTRUCTURAL

Como lo mencioné en el apartado 3.5, corresponde a la terapéutica estructural el estudio del tratamiento ó medidas necesarias para la solución de los problemas patológicos de las construcciones. Asimismo mencioné que para que las medidas correctivas resulten exitosas, es necesario que previamente se tenga un diagnóstico certero y bien definido del problema.

No es el propósito de este trabajo entrar al detalle de los numerosos procedimientos constructivos de que se dispone actualmente para la terapia estructural, los que pueden consultarse en la extensísima bibliografía existente sobre el tema. Sin embargo, creo conveniente -- al menos --, presentar en forma descriptiva las diferentes categorías de técnicas o intervenciones terapéuticas para dar solución a sendos niveles de anomalías ó disfunciones que pueda eventualmente sufrir un elemento estructural en forma individual ó la totalidad de la estructura en forma global.

---

#### 6.1 Técnicas

##### 6.1.1 Reparación

Recuperación de la capacidad resistente y rigidez originales del elemento o estructura. Usualmente los trabajos de reparación pueden llevarse a cabo manteniendo la edificación en uso u operación. Esta técnica también se le identifica como **restauración** y se aplica a casos en los que el elemento o estructura manifiesta signos de daños ó deterioro factibles de corregir sin necesidad de recurrir a la demolición y reposición de sectores ó elementos severamente lesionados [ *FIP, 1994* ].

### **6.1.2. Reconstrucción parcial**

Recuperación de la capacidad resistente y rigidez originales de un elemento ó estructura mediante la remoción de sectores severamente dañados ó deteriorados y la reposición por materiales nuevos – concreto y acero de refuerzo –. Usualmente los trabajos de reconstrucción parcial requieren del apuntalamiento temporal del elemento sujeto a reparación. Ver figura No. 44.

### **6.1.3 Refuerzo**

Incremento de la capacidad resistente de un elemento mediante procedimientos como el encamisado con concreto reforzado ó con acero estructural. El refuerzo de un elemento suele producir cambios en su rigidez que deberán tomarse en cuenta en los análisis para evaluar la respuesta de la estructura modificada.

### **6.1.4 Reestructuración**

Modificación en forma global del proyecto ó configuración estructural original de una edificación que se hace necesaria para corregir un defecto congénito de estructuración; para reforzar la edificación en su conjunto ó para efectuar una modificación al proyecto arquitectónico original.

En el diseño de una reestructuración es de particular importancia que la rigidez de los nuevos elementos sea compatible con la rigidez de la estructura original si se desea lograr un trabajo en conjunto. Asimismo, debe revisarse la transmisión de cargas a la cimentación lo que frecuentemente conducirá a la necesidad de modificarla.

Los trabajos de reestructuración por lo general implican la ejecución de obras de gran extensión y complejidad que requieren de la puesta fuera de servicio de la edificación.

### **6.1.5 Rehabilitación**

Es el conjunto de acciones e intervenciones terapéuticas necesarias para recuperar parcial ó totalmente ó para incrementar la capacidad original de la estructura de tal forma que su respuesta ó comportamiento sea satisfactorio al ser sometida a las sollicitaciones permanentes y accidentales de acuerdo con la normatividad vigente. El tipo de acciones e intervenciones podrán ser:

- Reparaciones ó reconstrucciones parciales de carácter local en elementos de la superestructura ó de la cimentación que no alteran sus propiedades geométrico-elásticas restituyendo las características de resistencia, rigidez y durabilidad para las que fueron dimensionadas originalmente.
- Reforzamientos que alteran las características geométrico-elásticas de la estructura original en sus componentes de superestructura ó cimentación, así como reestructuraciones que introducen nuevos elementos ó sistemas estructurales ó bien eliminan algunos elementos existentes.
- Cambio del uso ó destino de la edificación que conduzca en la reducción de las cargas vivas gravitacionales sin alteración de las características geométrico-elásticas de la estructura.

### **6.2 Estrategias**

Antes de iniciar cualquier intervención terapéutica en una estructura, la causa del problema patológico debe ser identificada lo mas claramente posible, sin olvidar que usualmente su origen podrá ser la combinación de varias causas. Esta premisa puede parecer obvia, pero es sorprendente la frecuencia con que se ignora o pasa por alto, trayendo como consecuencia que en un plazo relativamente corto se tenga necesidad de llevar a cabo nuevos trabajos de reparación.

Debe además considerarse el objetivo de la intervención, el que generalmente será el restituir ó mejorar uno o varios de los siguientes atributos de la estructura: durabilidad, resistencia, rigidez, estabilidad ó apariencia estética. De estos, la restitución de durabilidad es -- con mucho -- el objetivo mas común de las intervenciones terapéuticas. Solo después de haber identificado la ó las causas fundamentales de las manifestaciones patológicas así como su posibilidad de recurrencia y los objetivos de la intervención, se tendrán los elementos para elegir la terapia mas adecuada al caso [ RILEM, 1994 ]. Para esto, es necesario llevar a cabo un proceso de evaluación estructural.

### **6.2.1 Evaluación estructural**

El paso mas importante en un proyecto de intervenciones terapéuticas es la evaluación cuidadosa de la estructura existente. El propósito de esta evaluación es detectar todas las anomalías y disfunciones; identificar sus causas y, en consecuencia, juzgar la presente y futura adecuación de la estructura. Además, determinar si son necesarias o no intervenciones terapéuticas y, en su caso, si son económicamente factibles -- comparadas con la demolición y sustitución -- y, si proceden, cómo deben ser ejecutadas.

La evaluación también debe incluir recomendaciones de acciones inmediatas para reducir ó para eliminar el riesgo ó peligro de colapso inminente cuando sea este el caso [ A CI-437, 1991; A CI-364 1993 ].

En otras palabras, la evaluación consiste en la formulación de un diagnóstico, de un pronóstico y de las recomendaciones de terapia correspondientes.

*Circunstancias para iniciarla* El no llevar a cabo una evaluación adecuada, cualquier programa para trabajos de intervenciones terapéuticas estará abocado al fracaso.

Las anomalías o disfunciones de una estructura se manifiestan generalmente por signos evidentes, los que usualmente son detectados en las inspecciones de rutina ó detalladas, aunque no es raro que en ocasiones sean descubiertos



por casualidad. En el inciso 5.3.1 menciono algunas circunstancias que pueden ser motivo del inicio de un proceso de evaluación estructural. Entre las mas comunes son:

- Por anomalías evidentes tales como: lesiones por daños o deterioro, ó disfunciones como vibraciones inaceptables.
- Por cambio de uso ó destino de la edificación.
- Por necesidad de modificaciones al proyecto arquitectónico.
- Por cambio de propietario.
- Por ocurrencia de situaciones extraordinarias tales como incendios, explosiones ó colisiones.
- Por ocurrencia de solicitaciones accidentales de intensidad máxima.

### **6.2.2 Metodología**

Un proyecto de intervenciones terapéuticas debe ser efectuado conforme a una metodología propia, diferente de la que se sigue tradicionalmente en proyectos de obras nuevas.

La ingeniería de rehabilitación es una rama especializada que demanda mayor capacidad y destreza que la ingeniería de diseño clásica. El ingeniero patólogo y terapeuta debe ser parte investigador, parte diseñador, parte especialista en materiales y parte supervisor de obra.

Es importante subrayar que un ingrediente que complica aun mas la terapéutica estructural es la interacción que existe entre los efectos del deterioro con daños y con defectos. No es raro que una intervención iniciada para corregir lesiones derivadas de deterioro descubra problemas latentes, ó vicios ocultos tales como defectos congénitos ó adquiridos ó daños previos, que hacen necesario otro proceso de evaluación y el desarrollo de nuevos detalles constructivos. Esto conduce con frecuencia a un desbalance en los presupuestos y programas de ejecución de obra.

El cuadro No. 9 muestra un esquema de la estrategia para definir la conducta a seguir asegurando una decisión óptima en cada momento del desarrollo de un proyecto para solucionar problemas patológicos estructurales.

Enseguida describiré, en términos generales, algunos parámetros que influyen significativamente en el bosquejo de un plan global de rehabilitación, así como en el diseño detallado de las intervenciones y en la ejecución de obra.

### **6.23 Plan de rehabilitación**

Como lo mencioné en el apartado 6.2.1, el paso más importante en un proyecto de rehabilitación es el proceso de evaluación estructural. Igualmente importante será el tomar en cuenta su interacción con la función ó uso de la edificación, su sistema constructivo y las restricciones que su operación cotidiana impondrá en la ejecución de las intervenciones terapéuticas. El no tomar en cuenta los tres aspectos anteriores puede conducir a un proyecto pobremente adaptado a las necesidades de rehabilitación de la estructura.

En general, será conveniente organizar el proyecto de rehabilitación en torno a sectores ó elementos típicos que requieran intervenciones semejantes, como pueden ser: columnas, sistemas de piso incluyendo losas, vigas y trabes, muros y conexiones; sin embargo, es muy importante evitar la sobregeneralización formulando tantas soluciones como lo justifiquen la diversidad de tipos y de severidad de las lesiones ó disfunciones que se pretendan corregir. Al mismo tiempo, se deberán analizar distintas opciones de materiales incluyendo productos manufacturados, así como de procedimientos constructivos.

*Uso de la edificación* El concreto reforzado se ha utilizado desde hace ya varias décadas en construcciones para desempeñar múltiples funciones con el propósito de satisfacer virtualmente todas las necesidades de la sociedad contemporánea.

En la actualidad, es usual que por eficiencia y por economía, los profesionales de la arquitectura y de la Ingeniería se especialicen en el desarrollo de determinado tipo de proyectos; sin embargo, esto no es posible en el caso del ingeniero patólogo y terapeuta quien tendrá que resolver problemas de construcciones destinadas a diversos usos como pueden ser: edificios institucionales, de oficinas ó de viviendas; edificios industriales; plantas de tratamiento de aguas; silos y tanques de almacenamiento; muelles ó embarcaderos; túneles y estructuras subterráneas entre otras.

Esto representa un reto en virtud de que la selección de las medidas terapéuticas dependerá en buena parte del tipo de edificación sujeto a rehabilitación.

**Tipo de estructuración** El tipo y diseño detallado de la intervención deberá ser congruente con el ó los sistemas constructivos de la edificación en proceso de rehabilitación; p. ej.:

- Sistemas de concreto reforzado colado en sitio.
- Sistemas de concreto postensado colado en sitio.
- Sistemas de concreto reforzado y prefabricado.
- Sistemas de concreto prefabricado y pretensado.
- Sistemas combinados.

**Restricciones de operación** Los proyectos de intervenciones terapéuticas están sujetos frecuentemente a numerosas y complejas restricciones. Las restricciones pueden ser clasificadas como sigue:

- **Acceso al sitio.** El acceso al sitio de la intervención frecuentemente está limitado durante la rehabilitación de una edificación existente. Los movimientos de trabajadores, materiales y equipos, hacia dentro y fuera de las instalaciones, generalmente implican sobrecostos importantes en el proyecto.

Si fuese necesario remover y reemplazar cantidades significativas de materiales dentro de la edificación, es posible que puedan requerirse obras auxiliares, tales como: alterar la estructura existente para abrir puertas de acceso; instalar montacargas ó sistemas de manejo de materiales; y eventualmente la cancelación de las operaciones en algunos sectores de la edificación.

- **Operación normal.** Es usual que las operaciones normales de la edificación no puedan interrumpirse durante los proyectos de rehabilitación estructural. Aunque algunos propietarios podrán limitar sus operaciones y permitir que el contratista ocupe parcialmente los lugares de trabajo, pocos pueden darse el lujo de cancelar totalmente las operaciones durante el tiempo de rehabilitación. El imponer restricciones de espacio y de maniobras al contratista, implica también sobrecostos para el proyecto. Los movimientos de materiales pueden también interferir con la operación de la edificación. Otras restricciones que también deben considerarse durante la planeación de un proyecto de rehabilitación, son en cuanto a la emisión de ruido, polvo, humos, vibraciones de equipos y cualquier otra actividad que pudiese interferir con la operación normal de la edificación.

- **Programa.** Es frecuente que, para evitar interferencias con la operación normal y con el acceso al sitio de la intervención, se limiten las actividades de reparación a tiempos fuera de los horarios ordinarios de trabajo en los que no se utiliza la edificación. Esto por lo general requerirá crear turnos de trabajo nocturnos y durante los fines de semana. Todas estas restricciones deben ser consideradas previamente al proceso de cotización y rigurosamente respetadas durante los trabajos de rehabilitación.

**Procedimientos constructivos** Los procedimientos constructivos para las intervenciones terapéuticas son fundamentales y deben estudiarse en forma individual para cada caso específico. Algunos de los criterios para la preparación de los procedimientos y especificaciones constructivas son los siguientes:

- La preparación de las superficies es el aspecto más importante para el éxito de una correcta reparación; por ejemplo, todo el concreto suelto debe ser removido y en los sectores dañados perfilarse cavidades geométricamente regulares para lograr una reparación satisfactoria. De igual modo, las superficies deben limpiarse perfectamente antes de la aplicación de cualquier membrana, recubrimiento ó sellador.
  - Las reparaciones frecuentemente requieren solamente de cantidades pequeñas de concreto o mortero las que deben ser preparadas en el sitio de la intervención.
  - Algunos sistemas constructivos que no son comunes en las construcciones nuevas, tales como el concreto lanzado y el mortero empacado en seco, pueden ser muy frecuentes en los proyectos de rehabilitación.
  - Las condiciones ambientales tales como la temperatura, la humedad y el viento pueden ser menos controlables que en las construcciones nuevas, y los materiales utilizados pueden ser más sensibles a condiciones adversas por lo que deberán tomarse las precauciones que se requieran según el caso.
- 
- El reporte del Comité ACI-546 (1996) proporciona muy buena orientación sobre procedimientos alternativos para la reparación de elementos y estructuras de concreto.

**Materiales** La adecuada selección de los materiales para un proyecto de rehabilitación es normalmente más complicada y más importante que para el caso de una obra nueva. La variedad de materiales disponibles es mucho mayor que sólo acero de refuerzo y concreto de cemento portland. Por lo tanto, el ingeniero patólogo y terapeuta debe verificar la compatibilidad de los distintos materiales entre sí y con el concreto original, así como la velocidad a la cual pueden o deben ser aplicados y el tiempo necesario para poner la estructura en operación.

**Materiales cementantes** Entre las propiedades más importantes de los materiales cementantes modificados por polímeros u otros aditivos que deben tomarse en cuenta, pueden mencionarse las siguientes:

- La resistencia a la compresión y al cortante, debe ser la adecuada para soportar los esfuerzos que serán aplicados al material después de terminada la rehabilitación.
- El módulo de elasticidad debe ser semejante o – en algunas ocasiones – menor que el del concreto original, para minimizar los esfuerzos derivados de incompatibilidad de comportamientos.
- El coeficiente de expansión térmica también debe ser semejante al del concreto original para minimizar los esfuerzos debidos a cambios de temperatura.
- Frecuentemente será necesario usar concretos de baja contracción por secado, para minimizar los esfuerzos entre el material de reparación y el concreto original. También son necesarios para el caso que se espere que el material de reparación contribuya proporcionalmente con el concreto original, para resistir los esfuerzos derivados de las sollicitaciones externas.
- En algunos casos puede ser necesario especificar características de alto o bajo flujo plástico dependiendo de los objetivos estructurales.
- La velocidad del endurecimiento o fraguado es importante si la edificación fue puesta fuera de uso y para llevar a cabo los trabajos de rehabilitación se requiere ponerla de nuevo en operación lo más pronto posible.
- La durabilidad de los materiales de reparación es tanto o más importante que en nuevas construcciones, particularmente si la causa que originó la reparación fué el deterioro prematuro de la estructura original.

- Siempre y en todos los casos debe asegurarse la compatibilidad entre los diversos materiales utilizados en la reparación y con los materiales de la estructura original.

**Otros materiales** Los proyectos de rehabilitación frecuentemente implicarán el uso de una amplia gama de materiales tales como: selladores de superficie, membranas, selladores de juntas, anclas, insertos de acero, materiales para conexiones y soldaduras así como inhibidores de la corrosión.

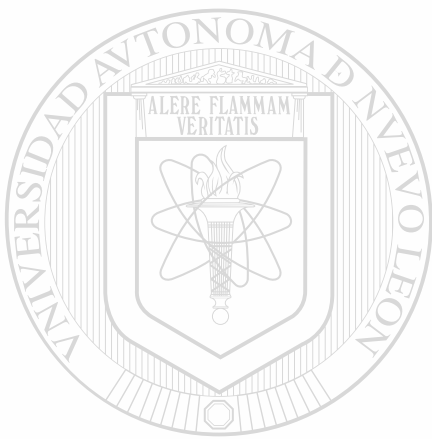
El ingeniero patólogo y terapeuta deberá siempre asegurar la compatibilidad de los materiales utilizados en la reparación entre sí, así como con los materiales de la estructura original. La adecuada selección de los mismos para resolver los problemas identificados es también fundamental.

#### **6.2.4 Dibujos y especificaciones**

Algunas de las características peculiares de los documentos contractuales para proyectos de rehabilitación, comparados con los de proyectos de construcciones nuevas son:

- En caso de estar disponibles los dibujos de la construcción original, pueden ser reproducidos para el proyecto de rehabilitación. Esto no sólo ahorra tiempo de dibujo, sino que permitirá mostrar al contratista la naturaleza de la construcción original, las dimensiones y localización del acero de refuerzo que deberá encontrarse, así como otros detalles importantes.
- La localización, dimensiones y tipo de cada reparación deberá ser identificada en los dibujos originales, complementados con elevaciones ó secciones suficientes para permitir la correcta y completa ejecución posterior de los trabajos en el sitio.

- Frecuentemente será necesario formular contratos a precios unitarios o por administración para proyectos de rehabilitación dado que el alcance de los trabajos por lo general no está perfectamente definido al inicio de los mismos. Para controlar el monto total del proyecto, pudiese convenir solicitar al contratista reconfirmar o rectificar las cantidades estimadas, antes de ejecutar cualquier trabajo en el campo.
- Dado que los proyectos de rehabilitación se realizan frecuentemente en estructuras en operación, es indispensable informar al contratista de las restricciones impuestas por el propietario mediante una descripción detallada de las mismas, antes de que prepare su cotización.



UANL

---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



## **CAPITULO 7**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

**Considero que los siguientes puntos son una síntesis de lo mas importante de entre todo lo expuesto en los capítulos anteriores:**

- 1. Los factores que afectan el desempeño y la durabilidad de las estructuras de concreto reforzado son tanto intrínsecos como extrínsecos.**

**El conocimiento y comprensión de los fenómenos físicos y químicos, asociados al comportamiento mecánico y a la interacción de la estructura global y de los materiales con el medio ambiente, incluyendo los efectos de la forma y de los detalles, constituyen el mejor fundamento para el logro de estructuras seguras y durables.**

- 2. Las estructuras de concreto que hayan sido adecuadamente diseñadas y adecuadamente construidas y que presten servicio bajo condiciones normales de exposición y uso requerirán solamente un mínimo de mantenimiento. Sin embargo, es un error craso suponer que serán exentas de mantenimiento.**

**Un programa de inspección y mantenimiento periódicos es esencial para todas las estructuras.**

**Por estructuras adecuadamente diseñadas y adecuadamente construidas se entiende aquellas que:**

- La planeación, el dimensionamiento y el detallado arquitectónico y estructural se llevaron a cabo con una buena práctica profesional, y la obra fué ejecutada respetando en forma impecable lo estipulado en los documentos constructivos.**

- Se tomaron todas las precauciones y cuidados conocidos para conseguir un concreto impermeable y libre de fisuras o grietas, es decir: buen proporcionamiento; buenos ingredientes – cemento, puzolanas, aditivos, agregados, agua – y buena manufactura, – mezclado, transporte, colocación, compactación y curado – es decir, aseguramiento de calidad para un concreto de calidad.
3. Dentro de los diversos tipos de deterioro que sufren las estructuras de concreto, la corrosión del acero de refuerzo es, sin duda, la mas extendida y quizá la menos entendida en la industria de la construcción. Los problemas patológicos son todavía mayores cuando afectan a estructuras o elementos preesforzados, en virtud de que las consecuencias de la ruptura de un tendón son por lo general catastróficas.

Por lo tanto, en el diseño y ejecución de estructuras nuevas como en la rehabilitación de estructuras existentes, debe prestarse especial atención a proporcionar una protección efectiva y durable al acero de refuerzo ó de preesfuerzo.

4. Los dos factores que ejercen la mayor influencia en la protección al acero de refuerzo y al propio concreto y por lo tanto en la durabilidad son, con mucho, una compactación adecuada y un buen curado. Si estos dos factores no se logran en la obra, puede afirmarse que todos los esfuerzos hechos en las etapas de planeación y diseño serán casi totalmente en vano.

Por lo tanto, cualquier cosa que el diseñador lleve a cabo para facilitar la colocación y compactación del concreto, redituará muy buenos dividendos en una mejora sustancial de la durabilidad.

5. La compactación y el curado son particularmente importantes para la capa superficial del concreto; es decir, para el recubrimiento, dado que es la capa que está en contacto directo con la atmósfera, protege al acero de refuerzo, y en caso de agresiones químicas es la expuesta a mayores riesgos.

Al mismo tiempo, este es el concreto mas propenso a ser pobremente compactado y pobremente curado. Es por ello que todos los cuidados mencionados en 5.3.6 son fundamentales.

6. Los problemas patológicos de las construcciones son originados por la comisión de errores. Los errores pueden cometerse en cualquiera de las etapas de la vida de una estructura: planeación, diseño, ejecución de obra y uso u operación. La única forma efectiva para reducir tanto la cantidad como la gravedad de los posibles errores, y por lo tanto de los problemas patológicos, es mediante la educación, adiestramiento, experiencia y esmero de la totalidad de los profesionales y técnicos en la realización de las actividades que les correspondan.

7. La construcción de estructuras es el aporte que ha hecho la industria de la construcción al mejoramiento de la calidad de vida de la humanidad.

Sin embargo, el desempeño de nuestras construcciones podría mejorarse grandemente si revisáramos cuidadosamente lo que no ha resultado como se esperaba, y capitalizáramos las lecciones aprendidas del correcto diagnóstico de problemas presentes y pasados, al planear, diseñar, construir y operar nuevas estructuras; ó dicho en otra forma, si contáramos con una metodología sistematizada para aprender de las fallas sucedidas. Esto beneficiaría no solo a la industria de la construcción sino también a la sociedad en general.

8. Aprender de las fallas ocurridas significa acopio y difusión de la información correspondiente. Desafortunadamente, debemos reconocer que, como gremio, hemos descuidado nuestra obligación de aprender de las fallas, lo cual es explicable en virtud de que las estructuras fallan porque el hombre falla, y hay una renuencia natural hacia el hablar de los errores de otros. Sin embargo, debemos hacerlo. Desde luego que se corre el riesgo de perjudicar a partes inocentes si se disemina información imprecisa e incompleta en forma irresponsable.

Por ello la difusión, además de ser responsable, objetiva y sumamente cuidadosa, solo debe ser hacia personas ó instituciones que puedan contribuir verdaderamente a enriquecer la práctica profesional incluyendo aquellas dentro y fuera de la industria de la construcción.

Este aprendizaje debe comprender no solo el estudio de las fallas catastróficas sino también cualquier anomalía ó disfunción de menor severidad e incluso de otras disciplinas afines.

9. Un buen detallado arquitectónico y estructural es la mejor y mas importante aportación a la durabilidad y vida de una estructura que puede hacerse desde las etapas de planeación y diseño.

El hecho que en la actualidad no se reconozca dentro de la industria de la construcción la "buena química" entre el detalle y la durabilidad estructural es síntoma de que algo debe andar mal en la educación de nuestros ingenieros y arquitectos. Si queremos mejorar la durabilidad y reducir la incidencia de fallas de nuestras estructuras, es absolutamente esencial que en nuestros planes de estudio se le dé mayor importancia al detalle y a las especificaciones constructivas.

10. Se ha comprobado que los problemas patológicos que sufren actualmente algunas estructuras son derivados, en buena parte, de que el concreto que se utilizó fué seleccionado con base en requerimientos de resistencia solamente. Es por ello muy importante que tanto el diseño de estructuras nuevas como las evaluaciones y rehabilitaciones de estructuras existentes, sean realizados por ingenieros estructuristas con buenos conocimientos de los fenómenos intrínsecos y extrínsecos asociados al deterioro estructural.

Un científico "puro", especialista en materiales, no podrá responder a cuestiones vinculadas con anomalías ó disfunciones de índole mecánico porque no cuenta con los elementos para entender el comportamiento estructural global. Asimismo, un ingeniero estructurista sin conocimientos del comportamiento de los materiales ante las agresiones del entorno en que prestará servicio, no podrá diseñar estructuras durables y de larga

vida útil. La inclusión de una asignatura introductoria a la Patología, Terapéutica y Profilaxis estructural en el plan de estudios de la carrera de Ingeniero Civil sería ciertamente una acción en la dirección correcta.

Al mismo tiempo, pero con mayor alcance y profundidad, sería conveniente ofrecer dichas asignaturas en el programa de postgrado en ingeniería estructural complementadas con la de Ingeniería Forense.

Antes de terminar creo que valdría la pena recordar como era la educación y el inicio de la práctica profesional en el campo de la ingeniería estructural hace apenas 35 ó 40 años, época en que adquirí mi primera e incipiente filosofía del diseño estructural.

Mis maestros dentro y fuera de las aulas siempre me dijeron que un ingeniero que no podía dibujar, no podía diseñar. De hecho, mucho ó casi todo lo que hacíamos era dibujar y dibujar. En la Facultad cursamos cuatro asignaturas de dibujo con duración de un año académico cada una incluyendo: métodos generales de dibujo, geometría descriptiva, perspectiva, sombras y dibujo constructivo. Incluso tuvimos que aprender como afilar los lápices sin la ayuda de sacapuntas; y eso fué a principios de los años sesenta. En los despachos de ingeniería -- de los que la oficina técnica de Fundidora fué paradigma --, todos los ingenieros dibujaban. Desde luego que había dibujantes que solo dibujaban, pero no había ingenieros que solo fueran calculistas. Los ingenieros y los estudiantes nos sentíamos orgullosos de la limpieza y claridad de nuestros dibujos -- no muy diferente a un artista de su cuadro --.

El orgullo por los buenos dibujos era igual y a veces mas que por los buenos diseños.

La regla de cálculo y el diseño por esfuerzos de trabajo eran las herramientas del oficio y lo habían sido por mucho tiempo. Todos, jóvenes y mayores, aceptábamos y nos sentíamos a gusto con las herramientas. En el ambiente se percibía que todos tenían una buena sensibilidad del proceso de diseño.

Actualmente, el modo de hacer las cosas ha cambiado en muchos aspectos. Los proyectos son mas grandes y complicados, los factores de seguridad se han reducido, utilizamos materiales de mas altas resistencias, el diseño por estados límite ha reemplazado al diseño por esfuerzos de trabajo.

Los jóvenes graduados, con honrosas excepciones, apenas si dibujan algo mas que colorear caricaturas; el grado de licenciatura se ha devaluado tanto, que los despachos o firmas de ingeniería exigen como mínimo el grado de maestría para contratar personal.

La actitud de las escuelas y de las firmas ha cambiado. Ahora el éxito se mide en toneladas de estructura de acero por metro cuadrado de superficie cubierta, ó en kilos de acero de refuerzo por metro cúbico de concreto, ó por lo sofisticado de un análisis. A nadie se le reconoce ni se le da crédito por detalles constructivos, creativos e ingeniosos que funcionen. Preferimos transferir esta tarea al contratista. Somos demasiado importantes como para emplear nuestro tiempo en "talacha".

El restirador y la regla de cálculo han sido reemplazados por las calculadoras y por las computadoras personales.

Y es en torno a las hoy por hoy muy populares computadoras personales que quisiera hacer unas últimas reflexiones las que intencionalmente he dejado hasta el final, para cerrar este trabajo.

En los últimos años la causa técnica de algunas fallas estructurales catastróficas ha sido atribuida al mal uso ó abuso de la computadora. Es motivo de serias dudas y gran preocupación si su penetración y uso cada vez mayor en la práctica de la ingeniería estructural se traducirá en un aumento de la incidencia de fallas y colapsos.

Esta preocupación está fundamentada en los siguientes considerandos:

- a) Actualmente, las calculadoras de bolsillo, y las computadoras personales están practicamente al alcance de todos y totalmente asimiladas tanto dentro del proceso educativo como en el ejercicio profesional de la ingeniería de las nuevas generaciones.

b) En la práctica, esto ha eliminado la oportunidad de aprender dos cosas importantes acerca de la ingeniería que nos fueron enseñadas en forma natural hasta la década de los años sesenta cuando nuestra única herramienta era la regla de cálculo; primera, que las respuestas de cualquier cálculo son solo aproximaciones y por lo tanto debemos reportarlas con una precisión no mayor a la de los datos de partida pues de otra forma no tendrían sentido y; segunda, que el orden de magnitud de la respuesta es algo que se conquista mediante una sensibilidad hacia los problemas y no es un regalo automático de artefactos mecánicos de cálculo.

c) Actualmente la computadora junto con una plétora de programas paquete se encuentran disponibles y económicamente accesibles en el mercado, los que pueden usarse para analizar y dimensionar cada uno de los componentes de estructuras complejas de tal forma que tengan peso mínimo -- pero al mismo tiempo esfuerzos máximos --, produciendo la estructura "mas económica".

El problema es que al hacer cada componente lo mas ligero y lo mas esforzado posible no queda margen para cubrir la posibilidad de algún error, ya sea en los propios cálculos de la computadora, en los materiales, en la ejecución de la obra ó durante el uso u operación.

Por lo tanto, parece razonable pensar que las estructuras "optimizadas" computacionalmente pudiesen ser los diseños menos seguros.

d) La computadora ha venido a ser al mismo tiempo una bendición y una maldición, porque ha hecho posible llevar a cabo cálculos que alguna vez estuvieron fuera del alcance de la paciencia y perseverancia humanas, pero al mismo tiempo dichos cálculos quedan virtualmente mas allá de toda posibilidad de verificación humana.

- e) Si bien es cierto que la computadora puede ser un muy buen y quizá indispensable socio del ingeniero en el proceso de diseño, también es cierto que es una fuente de exceso de confianza por parte de sus "jefes" humanos. La ilusión que produce su capacidad para lo complicado, ha conducido a una dependencia cada vez mayor hacia la computadora por parte de los ingenieros, que reconocen mejor sus limitaciones para resolver problemas que lo que la propia computadora es capaz de reconocer de las suyas.
- f) Lo que se pasa por alto con frecuencia al usar la computadora es el hecho de que el objetivo central del diseño estructural es el evitar las fallas y que, por lo tanto, es primordial el poder identificar todos los posibles modos de falla de la estructura y esto no lo puede hacer la computadora por si misma. Es el ingeniero que la usa quien debe formular las preguntas cruciales, decisivas, definitivas.
- g) En caso de errores como pueden ser una concepción equivocada de modelo estructural, o al introducir los datos para formular el modelo numérico que será analizado a través de los cálculos no pensantes e irreflexivos de la computadora, los resultados que se obtengan tendrán -- en el mejor de los casos -- algún vago parecido con la realidad; y, como el ingeniero no ha tenido la oportunidad de adquirir sensibilidad hacia la estructura que está diseñando, no le será posible detectar nada sospechoso de ninguno de los números producidos por la computadora.
- h) Si la computadora se utiliza para "exprimir" los cálculos de estructuras grandes ó repetitivas pero no necesariamente innovadoras, es probable que la computadora no pueda engañar a un ingeniero experimentado porque con base en sus propias vivencias y en las de sus colegas con estructuras semejantes, ciertamente sabrá qué debe cuestionar a la misma máquina para asegurarse de los resultados obtenidos.



Si además, le tocó vivir situaciones de fallas, podrá estar particularmente alerta ante la posibilidad de esos modos de falla.

i) Sin embargo, si se confía en la computadora para el diseño de estructuras innovadoras y audaces, de las que no se tienen experiencias previas de éxito y mucho menos de falla, será tan probable -- y quizás mas -- para la computadora cometer errores, que para los ingenieros de la época de la regla de cálculo y, entre mas estructuras complicadas y rebuscadas se diseñen porque se crea que la computadora puede hacer lo que el hombre no puede, entonces habrá mas peligro de errores y fallas ya que, entre mas nos alejemos de experiencias previas semejantes, es menos probable que podamos pensar en los cuestionamientos correctos.

j) Es preocupante que ante la disponibilidad de computadoras y paquetería de cálculo, los ingenieros acepten responsabilidades que, en el mejor de los casos, estén en los límites de su experiencia. Y al no contar con experiencia en ese campo, no tendrán los elementos para cuestionar un diseño generado por una computadora el cual, para un ingeniero que ejecutó por si mismo muchos diseños con la ayuda de su regla de cálculo, podrá parecer absurdo y peligroso.

k) Mac. Gregor (1984) expresó lo siguiente acerca de la creación de paquetes de computación que se usarían en la práctica del diseño estructural en el futuro: "Debido a que la elaboración de los programas de análisis y dimensionamiento estructural es sumamente complicada, la comunidad profesional en general, usará programas preparados por unos cuantos. Estos cuantos provendrán del grupo de los "analistas" y no del grupo de los "diseñadores". En términos generales, su área de conocimiento y experiencia tenderá a ser limitada. Parece muy difícil vislumbrar un mecanismo que permita garantizar que los productos de ese tipo de persona puedan reflejar la experiencia e intuición de un diseñador competente. En los talleres de diseño, la reducción en tiempo

de cálculo podrá liberar al ingeniero para emplear mas tiempo en pensamiento creativo o para permitirle desarrollar mas trabajo con menos pensamiento creativo que actualmente (1984). Si el análisis computacional está disponible, es seguro que se utilizará. Como las respuestas son muy "precisas", habrá una tendencia a creer ciegamente en ellas. El incremento de volumen de trabajo numérico puede llegar a sustituir la evaluación del verdadero comportamiento de la estructura en forma global. Por lo tanto, el uso de las computadoras para el diseño estructural debiera regularse por ingenieros conocedores y experimentados que pueden juzgar rápidamente la validez de una respuesta y el aspecto práctico de los detalles.

Ahora mas que nunca, el reto para nuestra profesión y para la educación es formar ingenieros que sean capaces de levantarse para rechazar o modificar los resultados de análisis y diseños estructurales asistidos por computadora"

I) En varias ocasiones he recibido de ingenieros de la vieja guardia los siguientes comentarios y cuestionamientos:

- Las computadoras son la calamidad mas grande que le ha sucedido a la humanidad y los ingenieros somos parte de la humanidad.
- ¿Estaremos formando sólo choferes de computadora en nuestras facultades de ingeniería?
- ¿Requerirán las computadoras "cédula profesional"?

Vale la pena reflexionar...

## CAPITULO 8

### BIBLIOGRAFIA

#### REFERENCIAS CITADAS

ACI-201.1 (1992). American Concrete Institute. *Guide for Making a Condition Survey of Concrete in Service*. Reporte del Comité 201. Farmington Hills.

ACI-201.2 (1992). American Concrete Institute. *Guide to Durable Concrete*. Reporte del Comité 201. Farmington Hills.

ACI-318 (1995). American Concrete Institute. *Building Code Requirements for Structural Concrete*. Reporte del Comité 318. Farmington Hills

ACI-364 (1993). American Concrete Institute. *Guide for Evaluation of Concrete Structures prior to Rehabilitation*. Reporte del Comité 364. Detroit.

ACI-437 (1991). American Concrete Institute. *Strength Evaluation for Existing Concrete Buildings*. Reporte del Comité 437. Farmington Hills.

---

ASCE (1986). American Society of Civil Engineers. *Modeling Human Error in Structural Design and Construction: Proceedings of a Workshop* en Ann Harbor, Michigan 4-6 June 1986. New York.

Ávila, Javier y Joan Genescá (1986). *Más allá de la Herrumbre*. Vol 1-3. México, D.F.: Fondo de Cultura Económica.

Bayer, E. (1983). "Obras de Concreto Durables para Alcantarillados". Revista IMCYC. 21 (145) México, D. F. pp. 15-34.

Blevot, Jean (1977). *Patología de las Construcciones de Hormigón Armado. Ensayos Extraídas de la Práctica*. Barcelona: Editores Técnicos Asociados, S.A.

Breen, John. E. (1975). *Report of the Progressive Collapse of Building Structures Research Workshop*. Austin: The University of Texas at Austin.

Calavera, J. (1996). *Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado*. Tomo I y II. España: Torreángulo Arte Gráfico.

Campbell-Allen Danninson y Harold Roper (1991). *Concrete Structures: Materials, Maintenance and Repair*. Essex: Longman Scientific and Technical.

Castro Borges, Pedro y coautores (1995-1997). "Corrosión en Estructuras de Concreto Reforzado". *Revista Construcción y Tecnología*. 8 (87) pp. 28-33; 8 (89) pp.17-24; 8 (95) pp.6-15; 9 (99) pp. 6-11; 9 (104) pp.16-20; 9 (197) pp.6-10; 10 (113) pp.22-27. México, D. F.

CEB (1992). Comité Euro-International Du Beton. *Durable Concrete Structures* 2ª. ed. Londres: Thomas Telford House.

CEB-FIP (1978). Comité Euro-Internacional du Béton - Federation Internationale de la Precontrainte. *International System of Unified Standard Codes of Practice for Structures, vol 1; Common Unified Rules for Different Types of Construction and Materials, vol 2; CEB-FIP Model Code for Concrete Structures; CEB-FIP International Recommendations*, 3rd. Ed. París. pp. 1-123.

CYT (1995). *Construcción y Tecnología*. "Reparación de superficies de concreto". *Revista Construcción y Tecnología* 8 (89) México, D.F. pp.6-16.

Chesson, E. (1986). *"Failure Classifications"* En Forensic Engineering: Learning from Failures. Proceedings of the Symposium in Seattle, Washington, April, 1986 por ASCE Technical Council on Forensic Engineering y Performance of Structures Research Council of the Technical Council on Research. New York: American Society of Civil Engineers. pp. 46-61.

Cibraro, Juan Angel (1956). *Estructuras de Fundación*. Buenos Aires: Librería y Editorial Alsina.

Cottier Caviedes, Juan Luis (1993). *"Efectos de la Reacción Alcali-Agregado en el Concreto."* En Durabilidad del Concreto, ed. Raymundo Rivera Villarreal, traducido por Iliana Garza. Monterrey: Facultad e Instituto de Ingeniería Civil. U.A.N.L. pp.15-32.

Cusens, A.R. (1984). *"Keynote Address. The Inter-relationship between Research, Durability, and Design Life"*. En Design Life of Buildings: Proceedings of a Symposium in London, England. Nov. 26-27, 1984 por Institution of Civil Engineers, Concrete Society y Royal Institute of British Architects. London: Thomas Telford. pp. 211-224.

Chou, Gee Kin (1984). *"Cathodic Protection: an Emerging Solution to the Rebar Corrosion Problem"*. Revista Concrete Construction. 29 (6) E.U.A. pp. 561-566.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS  
Díaz Ballote, Luis (1996). *"Acero de Refuerzo Galvanizado en Estructuras de Concreto"*. Revista Construcción y Tecnología. 9 (102) México, D. F. pp. 21-25.

Do Lago Helene, Paulo R. (1997). *Manual para Reparación, Refuerzo y Protección de las Estructuras de Concreto*. Traducido por Leonel Tula Sanabra y Nelson E. Díaz Brito. México, D.F.: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.

Eaupertuy, José Luis y Rodolfo Scannone (1990). *"Daños por Incendio en las Estructuras"*. Revista Construcción y Tecnología 6 (85) México, D.F. pp. 25-30.

Elstner, Richard y coautores (1977). *“Detalles Estructurales y Arquitectónicos, Evaluación y Reparación de Daños causados por el Fuego en el Edificio AVIANCA”*, Memorias sobre el Simposio Internacional sobre Tecnología del Concreto. Monterrey: Facultad de Ingeniería Civil, U.A.N.L. pp. 155- 173.

Fernández Cánovas, M. (1994). *Patología y Terapéutica del Hormigón Armado*, 3ª ed. Madrid: Rugarte, S.L.

Fintel, Mark. (1985). *Handbook of Concrete Engineering*. 2nd ed. New York: Van Nostrand Reinhold Company.

FIP (1975). Federation Internationale de la Precontrainte. *FIP/CEB Recommendations for the Design of Reinforced and Prestressed Concrete Structural Members for Fire Resistance*. London.

FIP (1986). Federation Internationale de la Precontrainte. *“Inspection and Maintenance of Reinforced and Prestressed Concrete Structures.”* En FIP Guide to Good Practice. London: Thomas Telford. pp. 1-7.

FIP (1994). Federation Internationale de la Precontrainte. *Guía de Buena Práctica para la Reparación y Refuerzo de las Estructuras de Hormigón*. Traducido por Grupo Español del Hormigón. España: GEHO-CEB.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS  
García Meseguer, Alvaro (1985). *“La Patología y el Lenguaje. Informes de Patología”*. Informes de la Construcción. 37 (376) Madrid: Instituto Eduardo Torroja. pp. 5-16.

Hadipriono, Fabián C. y Charles C.S. Lin (1986). *Errors in Construction*. En Modeling Human Error in Structural Design and Construction. Proceedings of a Workshop in Ann Arbor, Junio 4-6, 1986 por National Science Foundation. New York: American Society of Civil Engineers.

IMCYC (1995). Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. *"Reparación de Superficies de Concreto"* Revista Construcción y Tecnología. 9 (91) México, D.F. pp. 6-16.

ISE (1989). Institution of Structural Engineers. *Conservation of Engineering Structures*. Londres: Thomas Telford House.

Kaminetzky, Dov (1976). *"Structural Failures and How to Prevent Them"*. Revista Civil Engineering. E.U.A.:American Society of Civil Engineers. pp. 60-63.

Kaminetzky, Dov (1991). *Design and Construction Failures. Lessons from Forensic Investigations*. New York: Mc. Graw Hill, Inc.

Lauer, K.R.(1990). *"Classification of Concrete Damage Caused by Chemical Attack"*. En RILEM Technical Committees, *Damage Classification of Concrete Structures.* Revista Materials and Structures (RILEM). 23 E.U.A. pp.223-229.

Long, W. B. (1984). *"Repairs to Fire Damaged Structures"*. Revista Concrete. 18 (5) Inglaterra. pp. 13-14.

Lossier, Henry (1952). *La Pathologie du Béton Armé*. Paris: Editorial Dunod.

MacGregor, J.G. (1984). *The Structural Design Process*. Introductory Report of the Twelfth Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering. Vancouver. pp. 1-12.

MacGregor, James (1988). *Reinforced Concrete, Mechanics and Design*. 3rd. Ed. Upper Saddle River: Prentice Hall

Meli Piralla, Roberto (1985). *Diseño Estructural*. México, D.F.: Limusa.

Metha, P.K. y M. Polivka (1981). *"Concreto Fresco, Materiales y Propiedades"*. En *Concreto Reforzado en Ingeniería*. Traducido por José Luis Lepe, ed. Boris Bresler. México, D.F.: Limusa. pp. 1-54.

Neville, A.M. (1981). *"Propiedades del Concreto Endurecido."* En *Concreto Reforzado en Ingeniería*. Traducido por José Luis Lepe, ed. Boris Bresler. México, D.F.: Limusa. pp-79-166.

Neville, Adam (1984). *"Corrosión del Acero de Refuerzo en el Concreto"*. Revista IMCYC. 22 (162) México, D. F. pp.35-39.

Neville, Adam (1995). *"Chloride Attack of R/C: an Overview"* Revista Materials and Structures (RILEM) 28 Cachan Cedex. pp. 63-70.

Park, R. and T. Paulay (1983). *Estructuras de Concreto Reforzado*. 2ª reimpresión, México, D.F.: Limusa.

PCA (1989). Portland Cement Association. *Effects of Substances on Concrete and Guide to Protective Treatments*. Wexham Springs.

Pérez Fernández, Bernardo (1996). *Representación, Poder y Mandato. Prestación de Servicios Profesionales y su Ética*. 9ª. Ed. México, D.F.: Porrúa.

Perkins, Philip H. (1986). *Repair, Protection, and Waterproofing of Concrete Structures*. Londres: Elsevier Applied Science Publishers Ltd.

Petroski, Henry (1992). *To Engineer is Human. The Role of Failure in Successful Design*. New York: Vintage Books.

Pugsley, Alfred (1966). *The Safety of Structures*. London: Edward Arnold Publishers Ltd.

RCDF (1997). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Leyes y Códigos de México* 19ª ed. México, D.F.: Porrúa.



RILEM (1994). International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures. *"Draft Recommendations for Damage Classification of Concrete Structures."* Revista Materials and Structures (RILEM). 27 Cachan Cedex. pp. 362-369.

RILEM (1994). International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures *"Draft Recommendation for Repair Strategies for Concrete Structures Damaged by Reinforcement Corrosion."* Revista Materials and Structures (RILEM). 27 Cachan Cedex. pp. 415-436.

Ropke, John C. (1982). *Concrete Problems. Causes and Cures.* E.U.A.: Mc. Graw Hill Book Co.

Rose, G.M. (1984). *"Durability-Who Really Cares?"* En Design Life of Buildings: Proceedings of a Symposium in London, England. Nov. 26-27, 1984 por Institution of Civil Engineers, Concrete Society and Royal Institute of British Architects. London: Thomas Telford. pp. 67-74.

Rosenblueth, E. (1981). *"Seguridad y Diseño Estructural."* En Concreto Reforzado en Ingeniería. Traducido por José Luis Lepe, ed. Boris Bresler. México, D.F.: Limusa. pp. 427-538.

Secre, Will. (1993). *"New Developments in Corrosion Inhibiting Admixture Systems for Reinforced Concrete."* En Durabilidad del Concreto, ed. Raymundo Rivera, traducido por Iliana Garza. Monterrey: Facultad e Instituto de Ingeniería Civil. pp. 219-244.

Somerville, G. (1984). *"The Interdependence of Research, Durability, and Structural Design-Concrete"* En Design Life of Buildings: Proceedings of a Symposium in London, England. Nov. 26-27, 1984 por Institution of Civil Engineers, Concrete Society y Royal Institute of British Architects. London: Thomas Telford. pp. 233-250.

Sutherland, R.J.M. (1984). *"Keynote Address. Durability and Design Life-the Breadth of the Subject."* En Design Life of Buildings: Proceedings of a Symposium in London, England. Nov. 26-27, 1984 por Institution of Civil Engineers, Concrete Society and Royal Institute of British Architects. London: Thomas Telford. pp. 1-7.

Swamy, R.N. and S. Tanikawa (1993). *"An External Surface Coating to Protect Concrete and Steel from Aggressive Environments."* Revista Materials and Structures (RILEM). 26 Cachan Cedex. pp.465-478.

Torroja, E. (1960). *Razón y Ser de los Tipos Estructurales.* 3ª ed. Madrid: Instituto Torroja de la Construcción y del Cemento.

Tuutti, K. (1985). *"Service Life of Structures with Regard to Corrosion of Embedded Steel"*. En Performance of Concrete in Marine Environment. ACI-S.P.65 Detroit: American Concrete Institute. pp. 169-204.

Tracy, Robert G. and Russell Fling (1989). *"Rehabilitation Strategies."* En Repair and Rehabilitation of Concrete Structures. ACI Compilation No. 10. Detroit: American Concrete Institute. pp. 3-7.

Universidad La Salle (1972). *Aspectos Legales de la Construcción. Curso a Nivel de Graduados.* Editado por Guillermo Alba. México, D.F.: DIANA.

Uribe Afif, Roberto (1994). *"Reactividad Alkali-Silice y Alkali-Carbonato"* Revista Construcción y Tecnología 4 (47) México, D. F. pp. 32 -38.

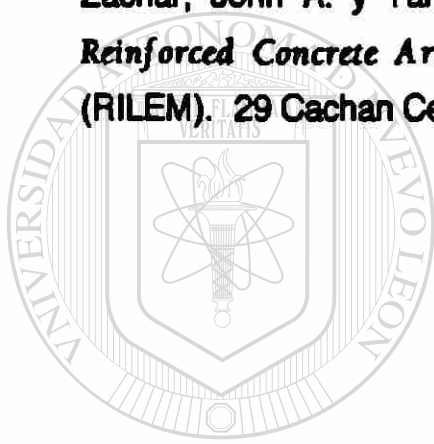
Vannoy, Donald y G. Bell (1986). *"Data Collection and Information Dissemination: Current Efforts and Challenges"*. En Design Life of Buildings: Proceedings of a Symposium in London, England. Nov. 26-27, 1984 por Institution of Civil Engineers, Concrete Society y Royal Institute of British Architects. London: Thomas Telford. pp. 62-77.

Wang, Chu-Kia and Charles G. Salmon (1992). *Reinforced Concrete Design*. 5th ed. New York: Harper Collins Publishers, Inc.

Ward, J. (1986). "What is a Forensic Engineer?." En *Design Life of Buildings: Proceedings of a Symposium in London, England*. Nov. 26-27, 1984 por Institution of Civil Engineers, Concrete Society y Royal Institute of British Architects. London: Thomas Telford. pp. 1-7.

West, John M. (1986). *Corrosión y Oxidación*. Fundamentos. México, D.F.: Limusa.

Zachar, John A. y Tarun R. Naik (1996). "The Strength Design Method for Reinforced Concrete Around the World." *Revista Materials and Structures (RILEM)*. 29 Cachan Cedex. pp. 250-252.



UANL

---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

## **OBRAS CONSULTADAS**

**Aberdeen (1990). *Concrete and Masonry Problem Clinic*. Addison: The Aberdeen Group.**

**Aberdeen (1990). *Concrete Repair Materials, Part I, II and III: Basics, Cementitious, Epoxy and other Polymer Materials*. Addison: The Aberdeen Group.**

**Aberdeen (1989). *Concrete Repair: Materials and Methods*. Addison: The Aberdeen Group.**

**Aberdeen (1992). *When and What not to Repair*. Addison: The Aberdeen Group.**

**ACI-117 (1990). American Concrete Institute. *Standard Specifications for Tolerances for Concrete Construction and Materials*. Reporte del Comité 117. Farmington Hills.**

**ACI-216 (1989). American Concrete Institute. *Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements*. Reporte del Comité 216. Farmington Hills. ®**

**DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS**

**ACI-222 (1996). American Concrete Institute. *Corrosion of Metals in Concrete*. Reporte del Comité 222. Farmington Hills.**

**ACI-232.1 (1994). American Concrete Institute. *Use of Natural Pozzolans in Concrete*. Reporte del Comité 232.1. Farmington Hills.**

**ACI-232.2 (1996). American Concrete Institute. *Use of Fly Ash in Concrete*. Reporte del Comité 232.2. Farmington Hills.**

ACI-308 (1992). American Concrete Institute. *Standard Practice for Curing Concrete*. Reporte del Comité 308. Farmington Hills.

ACI-309 (1996). American Concrete Institute. *Guide for Consolidation of Concrete*. Reporte del Comité 309. Farmington Hills.

ACI-315 (1992). American Concrete Institute. *Details and Detailing of Concrete Reinforcement*. Reporte del Comité 315. Farmington Hill

Addleson, Lyall (1983). *Building Failures. A Guide to Diagnosis, Remedy and Prevention*. Londres: The Architectural Press.

Allen, R.T.L (1985). *The Repair of Concrete Structures*. 4ª. Ed. Londres: Cement and Concrete Association.

Allen, R.T.L y S.C. Edwards (1987). *The Repair of Concrete Structures*. Londres: Blackie & Son, Ltd.

Allen, W. (1984). "Root Causes of Degradation." En Design Life of Buildings: Proceedings of a Symposium in London, England. Nov. 26-27, 1984 por Institution of Civil Engineers, Concrete Society y Royal Institute of British Architects. London: Thomas Telford. pp. 75-86.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS  
Anderson Jr., Arthur H. (1981). "Mantenimiento Adecuado para Evitar Deterioros en Edificios de Concreto". Revista IMYC. 18 (118) México, D. F. pp. 17-28.

Andrade, C. y C. Alonso (1993). "Cover Cracking as a Function of Bar Corrosion: Part I. Experimental Test". Revista Materials and Structures (RILEM) 26 Cachan Cedex pp. 453-464.

ASCE (1996). American Society of Civil Engineers. *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures*. ASCE Standard Revision of ANSI/ASCE 7-93. New York.

Baeza B., Julio, Mario M. Gómez y Celestino González (1997). *"La Patología Estructural en la Formación del Ingeniero Civil"*. Revista Construcción y Tecnología. 10 (115) México, D. F. pp. 6-13.

Basunbul, I.A. y coautores (1990). *"Repaired Reinforced Concrete Beam."* Revista ACI Materials Journal. E.U.A. pp. 348-354.

Bauer, Falcon L.A. (1977). *"Reparación de Estructuras de Concreto."* Memorias sobre el Simposio Internacional sobre Tecnología del Concreto. Monterrey: Facultad de Ingeniería Civil, U.A.N.L. pp. 247-261.

Bauer, L. A. Falcon (1977). *"Grandes Accidentes en Construcciones de Concreto"*. Memorias sobre el Simposio Internacional sobre Tecnología del Concreto. Monterrey: Facultad de Ingeniería Civil, U.A.N.L. pp. 263-272.

CANMET (1992). Canada Center for Mineral and Energy Technology. *"Durability of Repaired Concrete Structures"* . En Advances in Concrete Technology. Canada. pp. 741-772.

Civil Engineering-ASCE (1978). *"Epoxyes-Miracle Materials do not Always Give Miracle Results."* Revista Civil Engineering-ASCE 48 (2) Los Angeles. pp. 48-55.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS  
CEAC (1990). *Lesiones en los edificios. Síntomas, causas y reparación.* Vol. 1 y 2. Colección de casos prácticos compilados por el Institut für Baustoff-Forschung, Alemania. Ediciones CEAC. Barcelona.

CC (1977). Concrete Construction. *"A Guide to Repair of Concrete"*. Revista Concrete Construction. 22 (3) E.U.A. pp. 123-174.

CC (1987). Concrete Construction. *"Problem Clinic; Differences Between Reshoring and Backshoring"* Revista Concrete Construction. 32 (5) E.U.A. pp. 455 - 457.

CRD (1998). Concrete Repair Digest. *"Injecting Cracks the Right Way."* Revista Concrete Repair Digest. E.U.A. pp. 18-123.

CYT (1992). Construcción y Tecnología. *"Concreto impermeable."* Revista Construcción y Tecnología. 3 (47) México, D. F. pp.18.

CYT (1993). Construcción y Tecnología. *"Materiales epóxicos y poliméricos"* Revista Construcción y Tecnología 4 (50) México, D.F. pp.41-43.

CYT (1996). Construcción y Tecnología. *"Aditivos Especiales para Concreto de Alto Comportamiento."* Revista Construcción y Tecnología. 9 (102) México, D.F. pp. 26-29.

CYT (1997). Construcción y Tecnología. *"¿Por qué es Necesario el Curado del Concreto?"* Revista Construcción y Tecnología. 10 (112) México, D. F. pp. 28-33.

Concrete (1983). *"Structural Repairs."* Revista Concrete. 17 (2) Inglaterra. pp. 23-24.

CP (1987). Concrete Publications. *Removing Stains from Concrete.* Addison: Concrete Construction Publications, Inc.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS  
Cottier Caviedes, Juan Luis (1991). *"Patología en las obras."* Revista Construcción y Tecnología. 4 (40) México, D. F. pp. 14-22.

Delibes Liners, Adolfo y Jaime Fernández Gómez (1993). *"Investigación sobre Reparación de Estructuras de Hormigón Armado Dañadas por Corrosión de Armaduras"*. Revista Hormigón y Acero. 4 (189) Madrid. pp. 125-135.

Edison, Michael P. (1994). *"Cemento Modificado con Latex"*. Revista Construcción y Tecnología. 6 (70) México, D.F. pp. 13-18.

ENR (1991). Engineering News Record. *"Concrete Repair."* Revista Engineering News Record. 226 (18) E.U.A. pp.58-65.

ENR (1991). Engineering News Record. *"Repair or Replace? Reinvest of Reinvent? A Few Perspectives on Giving Sound Structures and Decks New Life"*. Revista Engineering News Record. 226(18) E.U.A. pp. 58 - 65.

Feld, Jacob (1978). *Fallas Técnicas en la Construcción*. México, D.F.: Limusa.

Fernández Cánovas, Manuel (1974). *Las Resinas Epoxi en la Construcción*. Madrid: Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

Fernández Cánovas, M. (1984). *Patología y Terapéutica del Hormigón Armado*. 2ª ed. Madrid: Ed. Dossat, S.A.

FIP (1982). Federation Internationale de la Precontrainte. *"Shear at the Interface of Precast and in situ Concrete."* En FIP Guide to Good Practice. London.

FIP (1982). Federation Internationale de la Precontrainte. *Recommendations on Practical Design of Reinforced and Prestressed Concrete Structures Based on the CEB/FIP Model Code 1979*. London.

FIP (1987). Federation Internationale de la Precontrainte. *"Concrete Construction in Hot Weather."* En FIP Guide to Good Practice. London: Federation Internationale de la Precontrainte.

FIP (1992). Federation Internationale de la Precontrainte. *Durable Concrete Structures, Design Guide* London: Comité Euro-International du Beton.



Flores, Lorenzo (1993). *“Importancia de la Mano de Obra en la Durabilidad y de la Certificación del Inspector de Construcción.”* En Durabilidad del Concreto, ed. Raymundo Rivera, traducido por Iliana Garza. Monterrey: Facultad e Instituto de Ingeniería Civil. pp.373-386.

Fulton, F. S., y P.H. Crawford (1971). *“Defects and Repairs”*. En Cement and Concrete. Johannesburgo: The Portland Cement Institute.

Gallegos, Héctor (1994). *“Resistencia y Calidad del Concreto.”* Revista Construcción y Tecnología. 7 (75) México, D.F. pp. 7-12.

Glassgold, I. León (1984). *“Reparación de Estructuras de Concreto en Medios Marinos”*. Revista IMCYC. 22 (162) México D. F. pp. 21-33.

González Serrano, Antonio (1991). *“Aplicación de la Técnica de los Conectores de las Estructuras Mixtas, para la Reparación de las Estructuras de Hormigón.”* Revista Hormigón y Acero. 1 (178) Madrid. pp. 99-104.

González, O. M., F. Robles, R. Díaz de Cossío (1981). *“Resistencia y Deformación de los Elementos de Concreto Reforzado.”* En Concreto Reforzado en Ingeniería. Traducido por José Luis Lepe, ed. Boris Bresler. México, D.F.: Limusa. pp.211-320.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS  
González, J .A. y coautores (1996). *Some Questions on the Corrosion of Steel in Concrete. Parte I y II When, How, and How much Steel Corrodes.* Cachan Cedex: International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures (RILEM). pp. 40 - 45 y 97 - 104.

Grassa Garrido, José Ma. (1984). *“Concreto con Superfluidificantes”*. Revista IMCYC. 22 (162) México, D. F. pp. 45-58.

Grunau, Edvard B. (1988). *Lesiones en el Hormigón. Reparación, Protección.* Ediciones CEAC.

Hermann, Kurt (1998). *"Limpieza de Superficies de Concreto"*. Revista Construcción y Tecnología. 10 (77) México, D. F. pp. 14-19.

Higgins, D.D.(1984). *Repairs to Concrete Affected by Reinforcement Corrosion*. Wexham Springs: Cement and Concrete Association.

IMCYC (1970). Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. *"Problemas de Reparación de Concreto: Causas y Soluciones."* Revista IMCYC. 8 (45) México. pp.7-28.

IMCYC (1983). Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. *"Cuatro Pasos Sencillos para Reparar Concreto"*. Revista IMCYC. 21 (145) México, D. F. pp. 45-49.

Iglesias Jiménez, Jesús (1989). *"Evaluación de Edificios de Concreto en la Ciudad de México"*. Curso Básico IMCYC. México, D. F.

Iglesias Jiménez, Jesús y coautores (1992). *Reparación de Estructuras de Concreto y Mampostería*. Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco. México, D. F.

Kaminitzky, Dov (1981). *"Failures During and After Construction"*. Revista Concrete Construction. 26 (8) E.U.A. pp. 641-649.

King, John C. y Alfonso Wilson L (1988). *"If It's Still Standing, It can be Repaired"*. Revista Concrete Construction. 33 (7) E.U.A. pp. 643-650.

Kosmatka, Steven y Anthony Fiorato (1991). *Detecting and Avoiding Alkali-Aggregate Reactivity*. Revista Concrete Technology Today. 12 (3) Wexham Springs: Portland Cement Association.

Kostyk, Barry W. y James Parnell (1984). *"An Effective Repair for Leaking Waterstops"*. Revista Concrete Construction. 29 (6) E. U. A. pp. 594-596.

Lambert, P., L. Page, y W. Vassie (1991). *Investigations of Reinforcement Corrosion. Electrochemical Monitoring of Steel in Chloride-Contaminated Concrete.* Revista Materials and Structures (RILEM) 24 Cachan Cedex. pp. 351-358.

Lyn, T.Y. y P. Zia (1981). *Resistencia y Deformación de los Elementos de Concreto Presforzado.* En Concreto Reforzado en Ingeniería. Traducido por José Luis Lepe, ed. Boris Bresler. México D.F.: Limusa. pp. 321-426.

Mailuaganam, Noel P. (1993). *Concreting with Chemical Admixtures.* Revista The Construction Specifier. E.U.A.

Malhotra, V. y coautores (1982). *Silica Fume. A Pozzolan of New Interest for Use in Some Concretes.* Revista Concrete Construction. E.U.A. pp.443-448.

Maña, F. (1978). *Patología de las Cimentaciones.* Barcelona: Ed. Blume.

Mather, Bryant (1993). *How to Obtain Durable Concrete.* En Durabilidad del Concreto, ed. Raymundo Rivera Villarreal, traducido por Iliana Garza. Monterrey: Facultad e Instituto de Ingeniería Civil. U.A.N.L. pp. 1-14.

McDermott, J.F.(1981). *Acero de Refuerzo.* En Concreto Reforzado en Ingeniería. Traducido por José Luis Lepe, ed. Boris Bresler. México, D.F.: Limusa. pp.56-78.

Mendoza, Carlos J.(1993). *Evitando Agrietamiento se Mejora la Durabilidad* En Durabilidad del Concreto, ed. Raymundo Rivera Villarreal, traducido por Iliana Garza. Monterrey: Facultad e Instituto de Ingeniería Civil. U.A.N.L. pp.81-106.

Molina, F. J., y Alonso Andrade (1993). *Cover Cracking as a Function of Rebar Corrosion. Part 2. Numerical Model.* Revista Materials and Structures (RILEM). 26 Cachan Cedex. pp. 532-548.

Mori, Y.(1994). *"Maintaining Reliability of Concrete Structures"*. Journal of Structural Engineering. ASCE. 120 (3) E.U.A. pp.25-30.

Natesalayer, Kumar (1992). *Cornell's Gel Flourescence Test Identifies ASR Products in Concrete*. Revista Concrete Technology Today 13 (2) Wexham Springs: Portland Cement Association. pp-22-28.

Nawy, Edward G. (1996). *Reinforced Concrete. A Fundamental Approach*. 3rd. Ed. Upper Saddle River: Prentice Hall.

O'Brien, T. P. (1980). *"Concrete Deterioration and Repair Proceedings."* Institution of Civil Engineers. 68 Londres. pp. 399-408.

Owens, Philip L(1981). *"Utilización de Cenizas Volantes en el Concreto"*. Revista IMCYC. 18 (118) México, D. F. pp. 29-39.

Parrot, L. J. (1994). *"Damage Caused by Carbonation of Reinforced Concrete"*. Revista Materials and Structures (RILEM). 23 Cachan Cedex. pp. 230-34.

Philleo, Robert E. (1972). *"Factores que Afectan la Resistencia a la Compresión del Concreto."* En Tecnología del Concreto: Memorias sobre el Seminario Internacional sobre Tecnología del Concreto, Monterrey, Dic. 7-8, 1972 por la Facultad de Ingeniería Civil. U.A.N.L. Monterrey. pp. 1-16.

Pigeon, Michael y Francois Saucier (1992). *"Durability of Repaired Concrete Structures"*. En Advances in Concrete Technology. Canada: Canada Center for Mineral and Energy Technology (CANMET). pp.741-772.

Pröpster, Hans (1980) *Lesiones de Solados y Alicatados. Causas y Rparación*. Vol. 1 y 2. Ediciones CEAC. Barcelona.

Rabbat, Basile G. y Kenneth F. Dunker (1994). *"Puentes de Durabilidad y Bajo Mantenimiento"* Revista Construcción y Tecnología. 6 (69) México, D. F. pp. 42 - 45.

Ramírez, J.L. et al. (1993). *"Reparación Localizada de Columnas de Hormigón con Pérdida Total de Resistencia"*. Revista Hormigón y Acero. (188) España. pp. 105 - 116.

Raupach, M. *Investigations on the Influence of Oxygen on Corrosion of Steel in Concrete- Part 2*. Cachan Cedex: International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures (RILEM).

Rivera, Raymundo (1993). *"Función de los Aditivos en la Durabilidad del Concreto"*. En Durabilidad del Concreto, ed. Raymundo Rivera, traducido por Iliana Garza. Monterrey: Facultad e Instituto de Ingeniería Civil. U.A.N.L. pp.157-184.

Rizzo, Edward M. and Martin Sobelman (1989). *"Selection Criteria for Concrete Repair Materials"*. En Repair and Rehabilitation of Concrete Structures. ACI Compilation No. 10. Detroit: American Concrete Institute. pp. 41-44.

Robery, P. C. *"Structural Repairs."* Revista Concrete. 17 (2) Inglaterra. pp. 23 - 24.

Romero López, José Eduardo. *"Las Resinas Epóxicas en la Rehabilitación de Estructuras de Concreto"*. Revista Construcción y Tecnología. 9 (107) México, D. F. pp. 38 - 44.

Saetta, Anna V. et al. (1993). *"Analysis of Chloride Diffusion into Partially Saturated Concrete."* Revista ACI Materials Journal. E.U.A. pp. 441-451.

Sawada, Eiki (1990). *Método de Reparación de Estructuras de Concreto Reforzado Dañadas por la Sal*. Traducido por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. México, D.F.: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Sergi, G. et al. (1991). *"Electrochemical Induction of Alkali-Silica Reaction in Concrete."* Revista Materials and Structures (RILEM) 21 Cachan Cedex. pp.359-361.

Sika (1989). *Hormigón. Sanear, Reparar, Proteger.* Suiza: Sika.

Sikes, David (1989). *"Do it Right the First Time."* Revista Concrete Construction. 34 (2) E.U.A. pp. 105 - 111.

Stark, David C. (1992). *Lithium Salt Admixtures - An Alternative Method to Prevent Expansive Alkali-Silica Reactivity.* Proceedings of the 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete in London. Wexham Springs: Portland Cement Association.

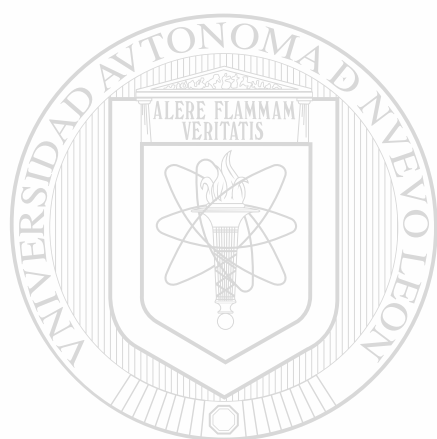
Suprenant, Bruce (1988). *"Bonding New Concrete to Old."* Revista Concrete Construction. 33 (7) E.U.A. pp. 676 - 680.

Thomas, Jay and Thomas Kline (1996). *"Strengthening Concrete with Carbon-Fiber Reinforcement."* Revista Concrete Repair Digest. E.U.A. pp.15-18.

Thorp, Erik (1995). *"Protección del Concreto,"* Revista Construcción y Tecnología. 8 (87) México, D. F. pp. 6 - 22.

Watstein, D. Y Boris Bresler (1981). *"Adherencia y Agrietamiento en el Concreto Reforzado."* En Concreto Reforzado en Ingeniería. Traducido por José Luis Lepe, ed. Boris Bresler, 167-210. México, D.F.: Limusa.

Winters, Arthur T. (1989). *"Using Admixtures Successfully."* Revista Concrete Construction. 34 (2) E.U.A. pp. 113 - 116.



UANL

---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

**ANEXO A**

---

***Glosario***

## GLOSARIO

**Acciones:** Cualquier agente externo ó proceso autógeno interno que induce en una estructura efectos de diversa índole tales como esfuerzos internos, deformaciones y eventualmente daños ó deterioro físico. También se les identifica como solicitaciones ó perturbaciones.

**Agresiones:** son una clase de acciones ó solicitaciones asociadas particularmente a la cualidad de durabilidad de una estructura. Son cualquier agente externo y proceso autógeno interno que pueda inducir efectos nocivos para una estructura, pero que no es posible expresarlos en términos de fuerzas y desplazamientos por lo que no se introducen en los cálculos de la mecánica estructural.

**Colapso progresivo:** Ocurre cuando el colapso local de un elemento o sector degenera en el colapso global de la totalidad de una estructura o de una región desproporcionadamente grande de la misma.

**Construcción:** Conjunto de obra terminada que comprende el concepto del proyecto, dimensionamiento estructural, selección y manufactura de los materiales, ejecución y montaje de la totalidad de los componentes, sistemas e instalaciones incluyendo la limpieza de la obra.

**Daños:** Término general que comprende todas las lesiones -externas ó internas- que sufre una estructura, provocadas por una violencia exterior, generalmente derivada de su exposición a solicitaciones mecánicas accidentales de máxima intensidad ó a situaciones extraordinarias como pueden ser: acciones sísmicas, explosiones, incendios y sobrecargas por abuso, entre otras.



**Defectos:** Menoscabo ó detrimento que sufren las características de una estructura como consecuencia de errores u omisiones cometidos en las etapas de planeación y diseño (defecto congénito) ó en la etapa de ejecución (defecto adquirido) aún y cuando se descubra posteriormente a la recepción de la obra por parte del propietario. En lenguaje jurídico se les identifica como vicios ocultos.

**Degeneración:** Paso de una forma morbosa a otra más grave.

**Desgaste:** Alteraciones en el color, textura, composición química ó en otras propiedades naturales ó artificiales de un material causadas por la acción de los agentes atmosféricos.

**Deterioro:** Menoscabo ó detrimento progresivo que sufren las características de una estructura a través del tiempo, causado por agresiones físicas, químicas ó biológicas externas ó por influencias autógenas internas.

**Disfunciones:** Nombre genérico con el que se identifican los signos visibles ó manifestaciones de anomalías en la respuesta de la estructura a nivel de solicitaciones de servicio y operación; p. ej: vibraciones ó flechas excesivas.

**Envejecimiento:** V. Deterioro

**Durabilidad:** Habilidad que posee una estructura para resistir agresiones físicas, químicas, biológicas y de los agentes atmosféricos conservando su integridad ó sanidad a través del tiempo.

**Error:** Desviación significativa, no intencional, de la correcta práctica profesional aceptada; es decir, aquélla que es aceptada por la mayoría de los expertos reconocidos en la rama del conocimiento ó del saber humano correspondiente.

**Estado crítico:** V. Estado límite.

**Estado límite:** cualquier etapa del comportamiento de una estructura a partir de la cual su respuesta se considera no satisfactoria ó inaceptable. También se les designa como estados críticos.

**Evaluación estructural:** Conjunto de actividades, estudios y trabajos necesarios para detectar lesiones y disfunciones de una estructura e identificar sus causas, orígenes y mecanismos; y establecer si su respuesta ó comportamiento cumple con una determinada normatividad. Incluye además la determinación de si son necesarias ó no intervenciones terapéuticas para capacitar a la estructura de modo que cumpla con la normatividad establecida y como deben ser ejecutadas. También comprende la recomendación de acciones inmediatas para reducir ó eliminar el riesgo ó peligro de colapso inminente cuando sea este el caso.

**Falla:** cualquier defecto, disfunción, anomalía ó imperfección que ocurra durante la vida de una estructura y que da origen a un comportamiento que no concuerda con las expectativas previstas en el proyecto original incapacitándola para desempeñar satisfactoriamente las funciones a las que estaba destinada, lo que usualmente conduce a llevar a cabo intervenciones para rehabilitarla en mayor ó menor grado.

**Ingeniería forense:** Aplicación de la ciencia y el arte de la ingeniería, dentro del sistema judicial de un país, para dar solución a controversias legales surgidas a raíz de fallas ocurridas en construcciones e instalaciones diversas para lo cual se requiere de la participación de peritos profesionales calificados.

**Inspección:** Proceso por el cual se detectan, registran y documentan posibles anomalías -- defectos, deterioros ó daños -- presentes en estructuras existentes. Comprende todas las actividades necesarias para determinar el estado ó condiciones de la estructura a la fecha de la Inspección incluyendo el acopio de información requerida para identificar los orígenes, causas y mecanismos de las lesiones observadas.

**Integridad estructural:** Estado de completo bienestar, sin deterioro, daños ni defectos, de una estructura ó edificación el que, una vez terminada y debidamente conservada, asegura que ni la estructura ni sus componentes fallarán en forma alguna durante el período proyectado de existencia. También se le conoce como sanidad estructural.

**Lesiones:** Nombre genérico con el que se identifican los distintos signos visibles ó síntomas de daños, defectos ó deterioro sufridos por una estructura. Alteración morbosa que sufre una estructura ó cualquiera de sus componentes.

**Mantenimiento:** Conjunto de actividades -- incluyendo la inspección -- necesarias para que una estructura pueda continuar desempeñando satisfactoriamente las funciones para las que fue diseñada ó para preservar su nivel original de apariencia estética.

**Morboso:** que provoca alteración del estado de sanidad de una estructura ó de sus componentes.

**Patología estructural:** estudio sistemático y ordenado de los síntomas, mecanismos, causas y orígenes de los defectos, deterioro y daños que sufren las construcciones para que éstos puedan diagnosticarse y tratarse con propiedad.

**Perturbaciones:** V. Acciones.

**Profilaxis estructural:** conjunto de medidas preventivas que deben ser tomadas en las construcciones nuevas desde las etapas de planeación, diseño y ejecución de obra, a fin de preservarlas de defectos y deterioro prematuros.

**Reconstrucción parcial:** Recuperación de la capacidad resistente y rigidez originales de un elemento ó estructura mediante la remoción de sectores severamente dañados ó deteriorados y la reposición por materiales nuevos – concreto y acero de refuerzo –. Usualmente los trabajos de reconstrucción parcial requieren del apuntalamiento temporal del elemento sujeto a reparación.

**Reestructuración:** Modificación en forma global del proyecto ó configuración estructural original de una edificación que se hace necesaria para corregir un defecto congénito de estructuración; para reforzar la edificación en su conjunto ó para efectuar una modificación al proyecto arquitectónico original. En el diseño de una reestructuración es de particular importancia que la rigidez de los nuevos elementos sea compatible con la rigidez de la estructura original si se desea lograr un trabajo en conjunto. Asimismo, debe revisarse la trasmisión de cargas a la cimentación lo que frecuentemente conducirá a la necesidad de modificarla. Los trabajos de reestructuración por lo general implican la ejecución de obras de gran extensión y complejidad que requieren de la puesta fuera de servicio de la edificación.

**Refuerzo:** Incremento de la capacidad resistente de un elemento mediante procedimientos como el encamisado con concreto reforzado ó con acero estructural. El refuerzo de un elemento suele producir cambios en su rigidez que deberán tomarse en cuenta en los análisis para evaluar la respuesta de la estructura modificada.

**Rehabilitación:** Es el conjunto de acciones e intervenciones terapéuticas necesarias para recuperar parcial ó totalmente ó para incrementar la capacidad original de la estructura de tal forma que su respuesta ó comportamiento sea satisfactorio al ser sometida a las sollicitaciones permanentes y accidentales de acuerdo con la normatividad vigente.

**Respuesta:** Conjunto de parámetros físicos que describen el comportamiento de una estructura ante las acciones ó sollicitaciones que le son aplicadas.

**Reparación:** Recuperación de la capacidad resistente y rigidez originales del elemento o estructura. Usualmente los trabajos de reparación pueden llevarse a cabo manteniendo la edificación en uso u operación. Esta técnica también se le identifica como restauración y se aplica a casos en los que el elemento o estructura manifiesta signos de daños ó deterioro factibles de corregir sin necesidad de recurrir a la demolición y reposición de sectores ó elementos severamente lesionados.

**Restauración:** V. Reparación.

**Sanidad:** V. Integridad estructural.

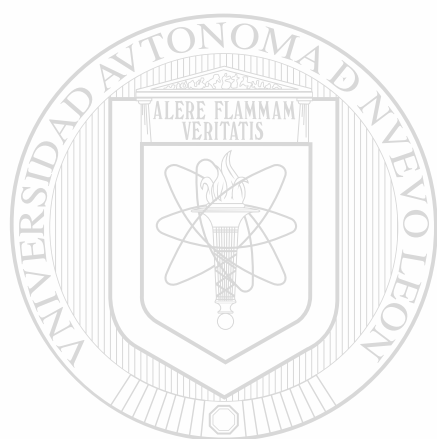
**Sollicitaciones:** V. Acciones.

**Terapéutica estructural:** estudio del tratamiento ó medidas necesarias para la solución de los problemas patológicos de las construcciones.

**Traumatismo:** V. Daños

**Vicios ocultos:** V. Defectos

**Vida de diseño:** Período de tiempo previsto desde la etapa de planeación y diseño en el cual una estructura debe ser capaz de cumplir satisfactoriamente con la misión para la que fue concebida sin ocasionar gastos excesivos ó inesperados de mantenimiento.



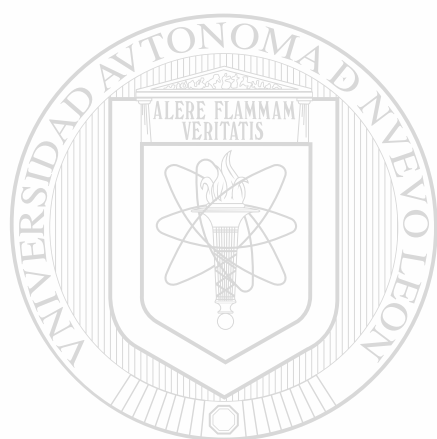
UANL

---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



UANL

---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

**ANEXO B**

---

*Figuras*

## LISTA DE FIGURAS

**Figura No. 1** Defectos congénitos.  
Concepción errónea del comportamiento estructural.  
Torsión en vigas de borde.

**Figura No. 2** Defectos congénitos.  
Concepción errónea del comportamiento estructural.  
Nudos articulados.

**Figura No. 3** Defectos congénitos.  
Concepción errónea del comportamiento estructural.  
Imprevisión de situaciones transitorias.

**Figura No. 4** Defectos congénitos.  
Concepción errónea del comportamiento estructural.  
Cimentaciones someras de lindero.

**Figura No.5** Defectos congénitos.  
Concepción errónea del comportamiento estructural.  
Ménsulas.

**Figura No.6** Defectos congénitos.  
Concepción errónea del comportamiento estructural.  
Marcos rígidos especiales.

**Figura No.7** Defectos congénitos.  
Concepción errónea del comportamiento estructural.  
Incompatibilidad de deformaciones entre  
elementos estructurales y no estructurales.



**Figura No.8** Defectos congénitos.  
Concepción errónea del comportamiento estructural.  
Detallado del acero de refuerzo.  
Cambios de dirección en las barras de refuerzo.

**Figura No. 9** Defectos congénitos.  
Concepción errónea del comportamiento estructural.  
Congestionamiento excesivo.

**Figura No.10** Defectos congénitos.  
Concepción errónea del comportamiento estructural.  
Nudos de esquinas que cierran.

**Figura No.11** Defectos congénitos.  
Concepción errónea del comportamiento estructural  
Nudos de esquinas que abren.

**Figura No.12** Defectos congénitos.  
Concepción errónea del comportamiento estructural.  
Refuerzo de suspensión I.

**Figura No.13** Defectos congénitos.  
Concepción errónea del comportamiento estructural.  
Refuerzo de suspensión II.

**Figura No.14** Defectos congénitos.  
Concepción errónea del comportamiento estructural.  
Ménsulas I.

**Figura No.15** Defectos congénitos.  
Concepción errónea del comportamiento estructural.  
Ménsulas II.

**Figura No.16** Defectos adquiridos.  
Materiales.  
Deformabilidad del suelo de desplante.  
Asentamientos.

**Figura No.17** Defectos adquiridos.  
Materiales.  
Deformabilidad del suelo de desplante.  
Expansiones.

**Figura No.18** Defectos adquiridos.  
Procedimientos de obra.  
Hundimiento de un puntal de la cimbra.

**Figura No.19** Ejemplos de grietas intrínsecas ó no estructurales  
en elementos de concreto.

**Figura No.20** Defectos adquiridos.  
Agrietamiento del concreto fresco.  
Contracción plástica.

**Figura No.21** Defectos adquiridos.  
Agrietamiento del concreto fresco.  
Asentamiento plástico.

**Figura No.22** Las primeras veinticuatro horas del concreto.

**Figura No.23** Defectos adquiridos.  
Agrietamiento del concreto fresco.  
Deformaciones de los moldes.

- Figura No.24** Defectos adquiridos.  
Agrietamiento del concreto fresco.  
Deformaciones de terracerías (en losas sobre suelo).
- Figura No.25** Deterioro del concreto endurecido por procesos físicos.  
Agrietamiento.  
Contracción por secado I.
- Figura No.26** Deterioro del concreto endurecido por procesos físicos.  
Agrietamiento.  
Contracción por secado II.
- Figura No.27** Deterioro del concreto endurecido por procesos físicos.  
Agrietamiento.  
Contracción por secado III.
- Figura No.28** Deterioro del concreto endurecido por procesos físicos.  
Agrietamiento.  
Contracción térmica temprana.
- 
- Figura No.29** Daños ocasionados por acciones mecánicas.  
Agrietamiento por actuación directa de cargas.
- Figura No.30** Deterioro del concreto endurecido por procesos físicos.  
Agrietamiento.  
Estrellamiento.
- Figura No.31** El primer año del concreto.
- Figura No.32** Deterioro del concreto endurecido por procesos físicos.  
Agrietamiento.  
Ciclos de congelación y deshielo.

**Figura No.33** Deterioro del concreto endurecido por procesos químicos.  
Agrietamiento.  
Reacción álcali-agregado.

**Figura No.34** Deterioro del concreto endurecido por procesos químicos.  
Efecto del ataque por ácidos.

**Figura No.35** Deterioro del concreto endurecido por procesos químicos.  
Efecto del ataque por sulfatos.

**Figura No.36** Deterioro del concreto endurecido  
por procesos biológicos.  
Efecto del ataque por aguas residuales  
en sistemas de alcantarillado.

**Figura No.37** Deterioro superficial del concreto endurecido.  
Depósitos de polvo por contaminación medioambiental.

**Figura No.38** Corrosión del acero de refuerzo.  
Mecanismos de la corrosión.

Formación de la pila de corrosión  
en el concreto reforzado.

**Figura No.39** Corrosión del acero de refuerzo.  
Mecanismos de la corrosión.  
Esquema de microcelda de corrosión.

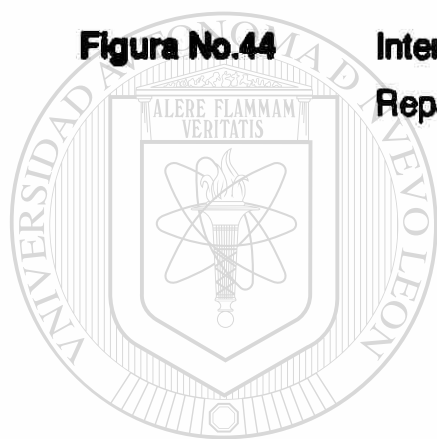
**Figura No.40** Corrosión del acero de refuerzo.  
Mecanismos de la corrosión.  
Esquema de macrocelda de corrosión.

**Figura No.41** Corrosión del acero de refuerzo.  
Mecanismos de la corrosión.  
Corrosión por picaduras debido a cloruros.

**Figura No.42** Corrosión del acero de refuerzo.  
Mecanismos de la corrosión.  
Carbonatación en el concreto.

**Figura No.43** Protección del acero de refuerzo.  
Recubrimientos y separación entre barras.  
Accesorios para el habilitado.

**Figura No.44** Intervenciones terapéuticas.  
Reparación vs. reconstrucción parcial.



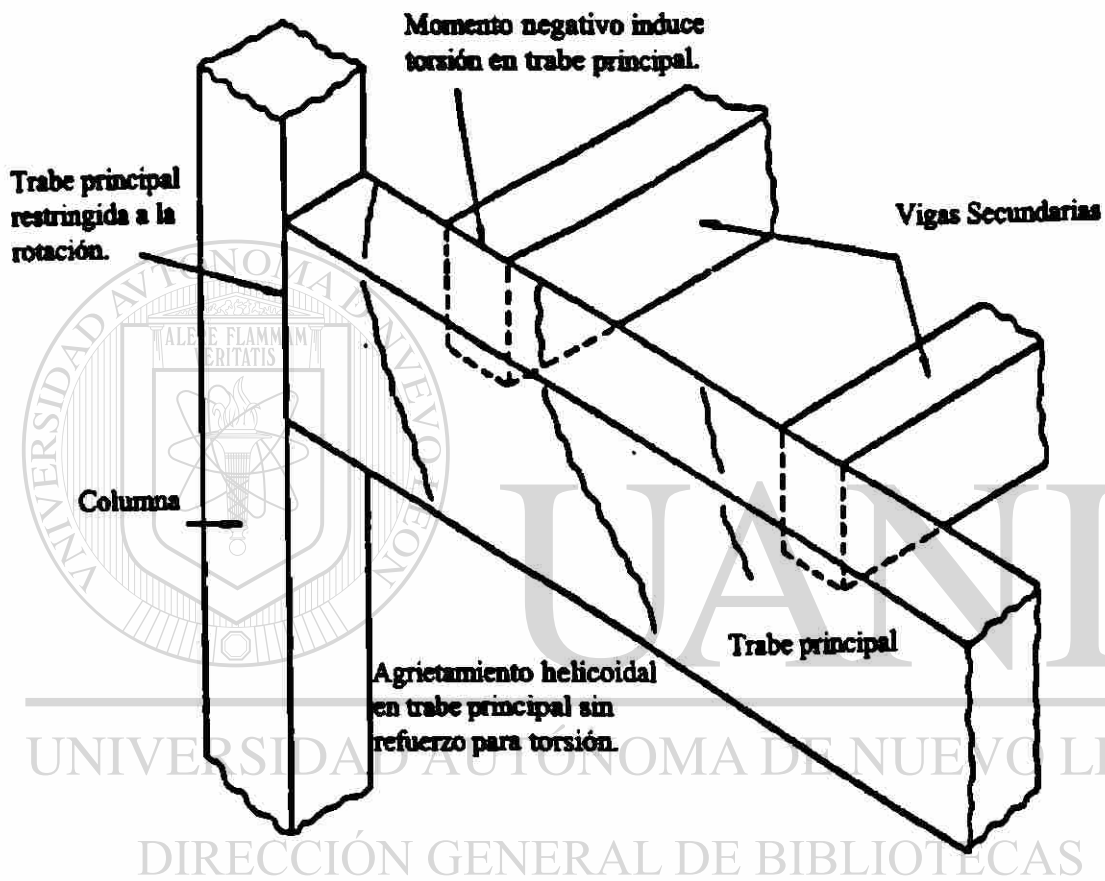
UANL

---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS





**Figura No.1**

**Defectos congénitos  
Concepción errónea del comportamiento estructural  
Torsión en vigas de borde.**

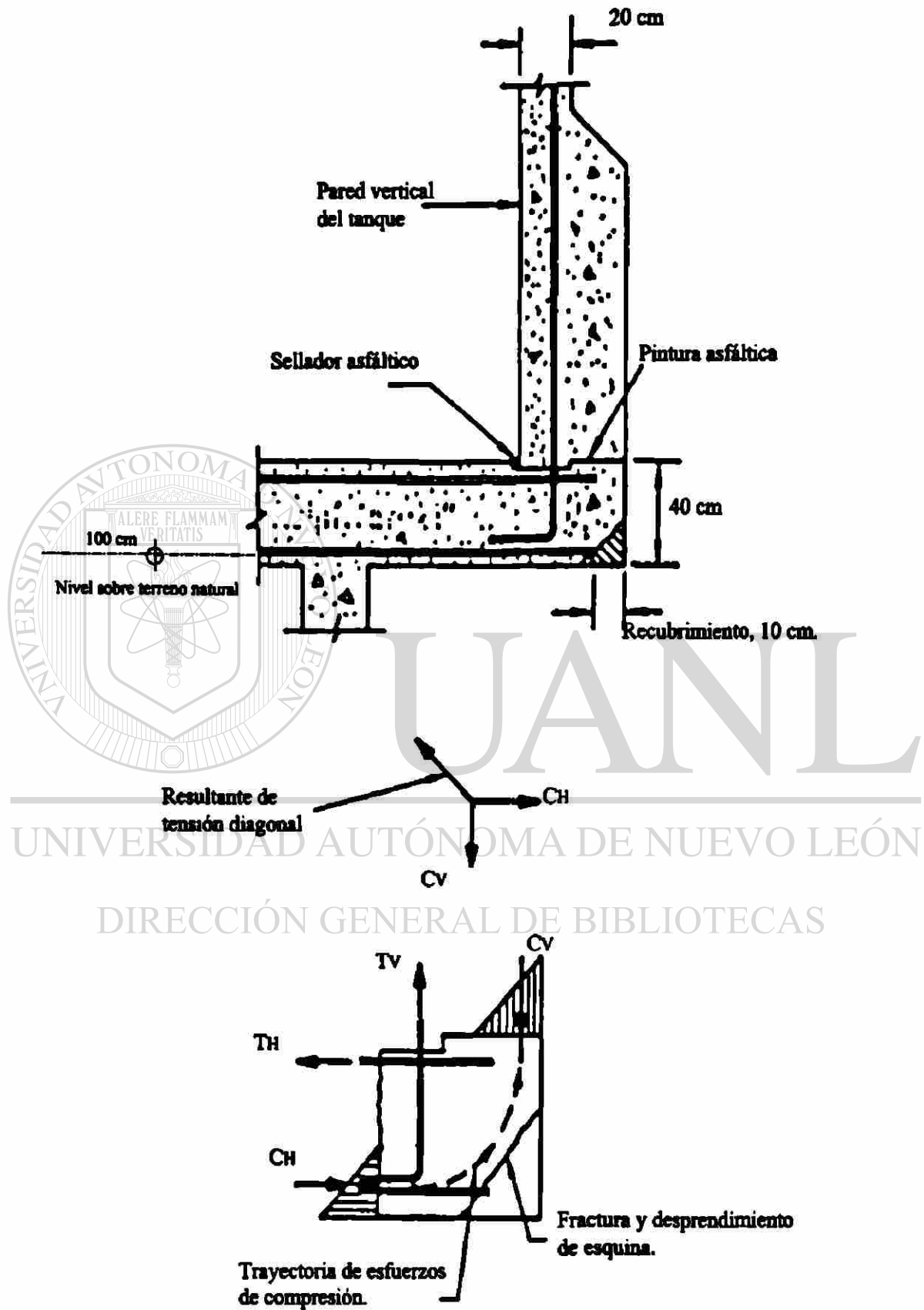
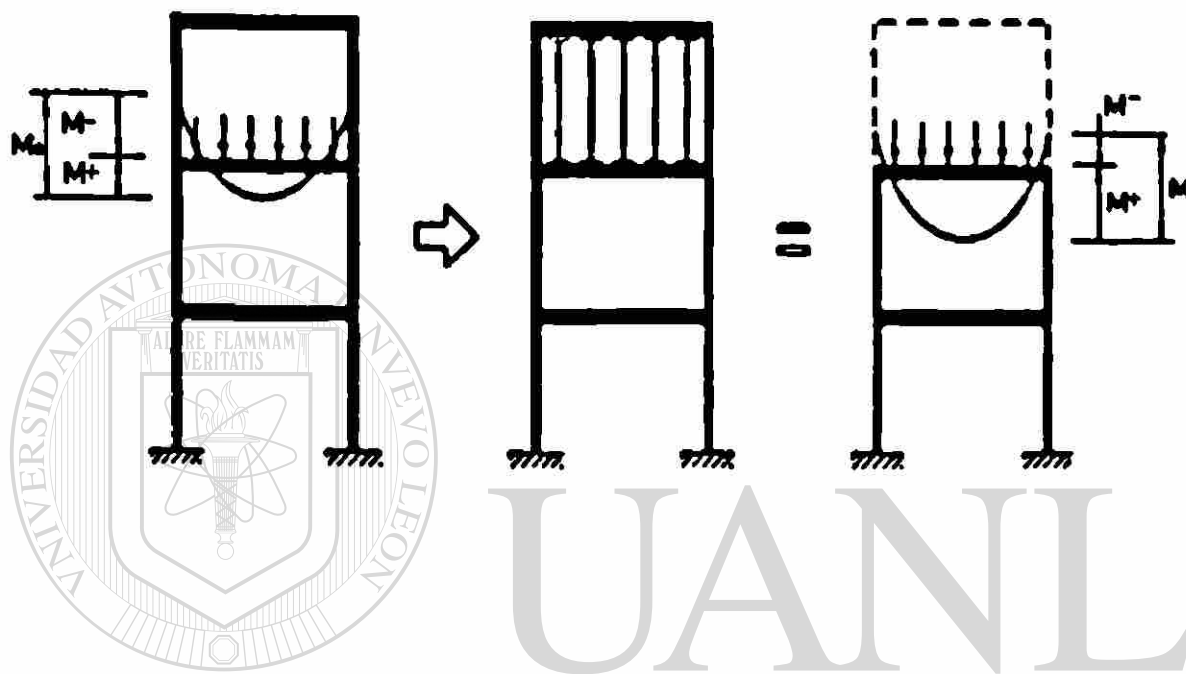


Figura No.2

**Defectos congénitos**  
**Concepción errónea del comportamiento estructural**  
**Nudos articulados.**



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

**Figura No. 3**

**Defectos congénitos  
Concepción errónea del comportamiento estructural  
Imprevisiones de situaciones transitorias.**



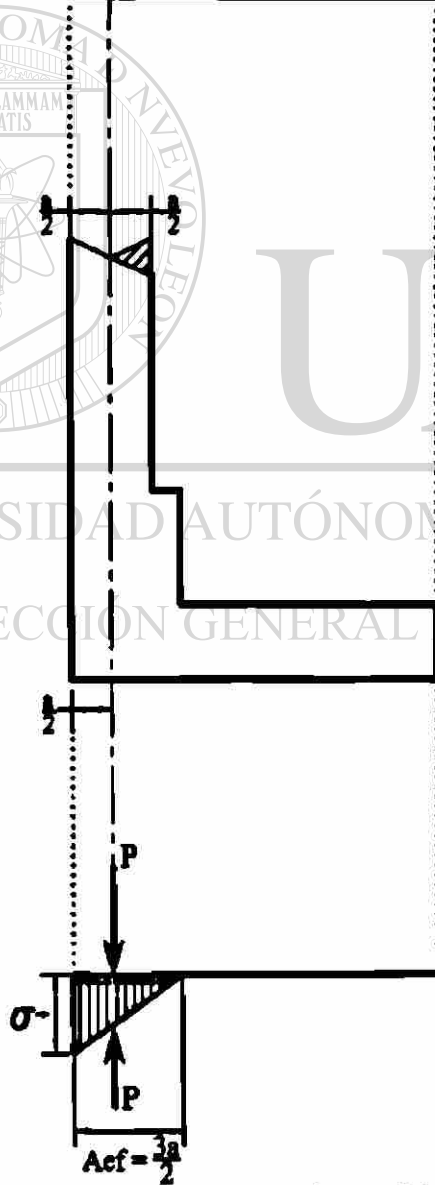
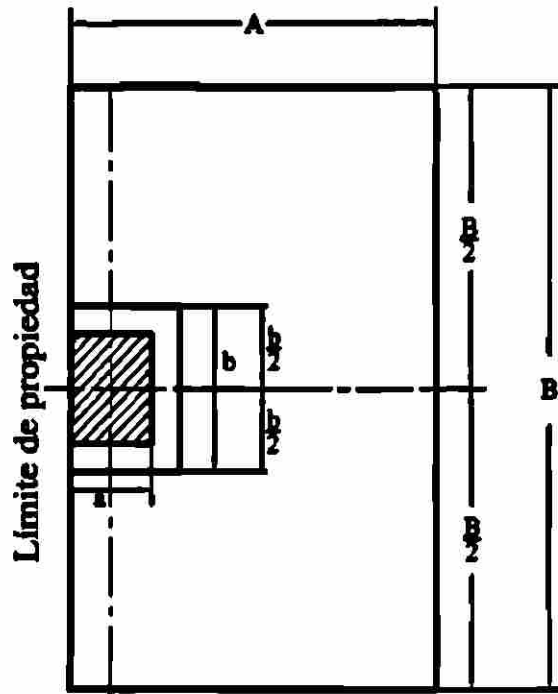


Figura No. 4 (a)

**Defectos congénitos**  
**Concepción errónea del comportamiento estructural**  
**Cimentaciones someras de lindero**

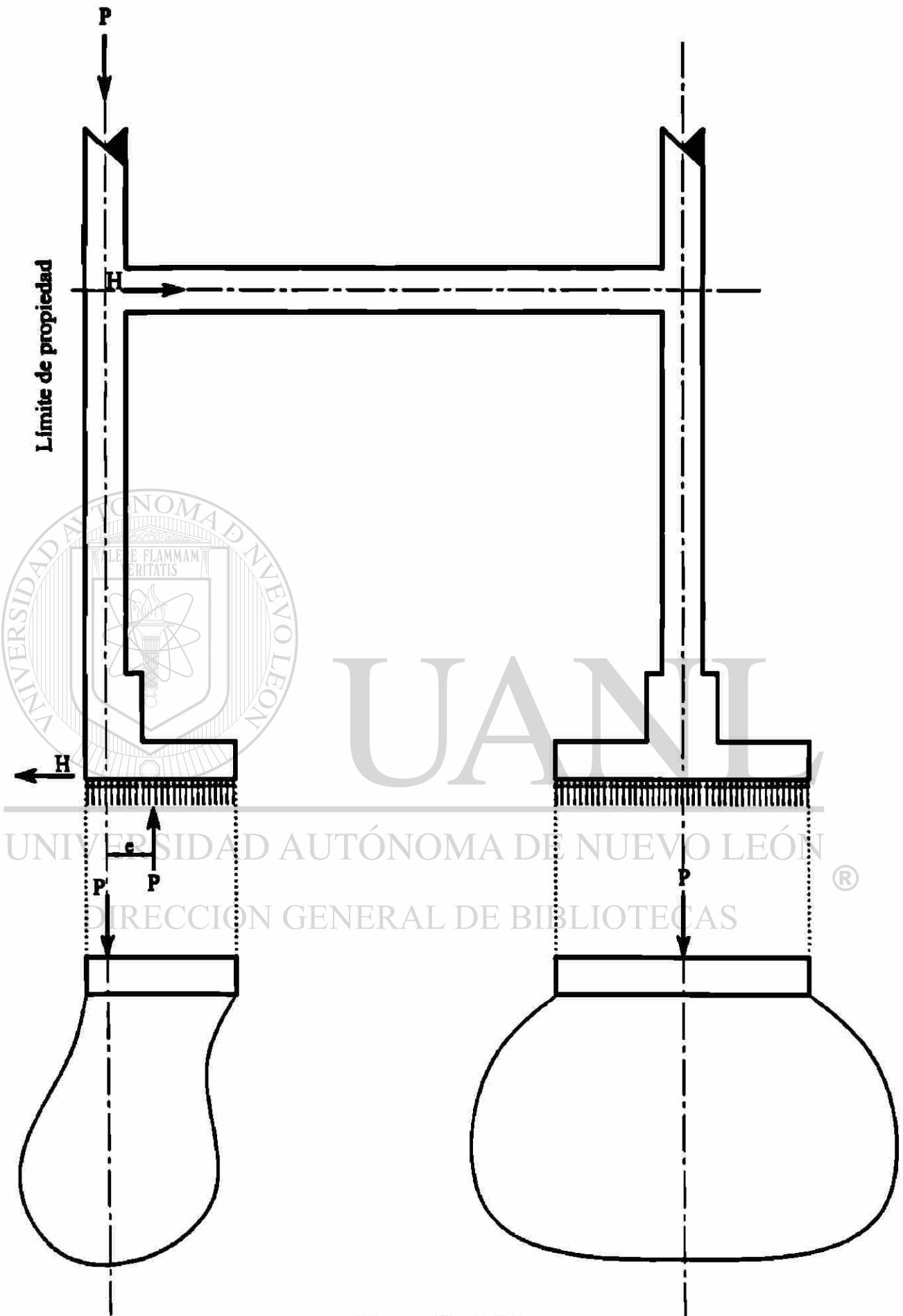
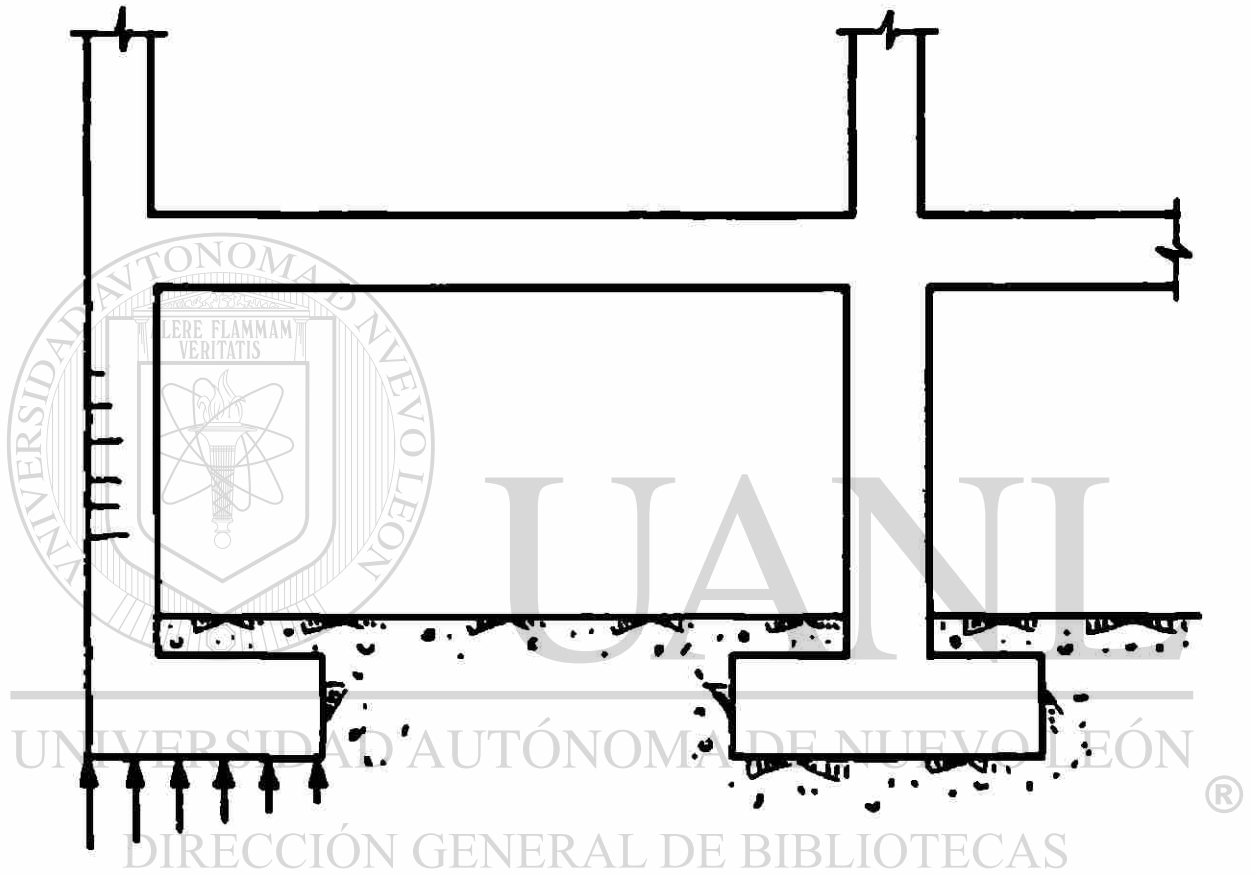


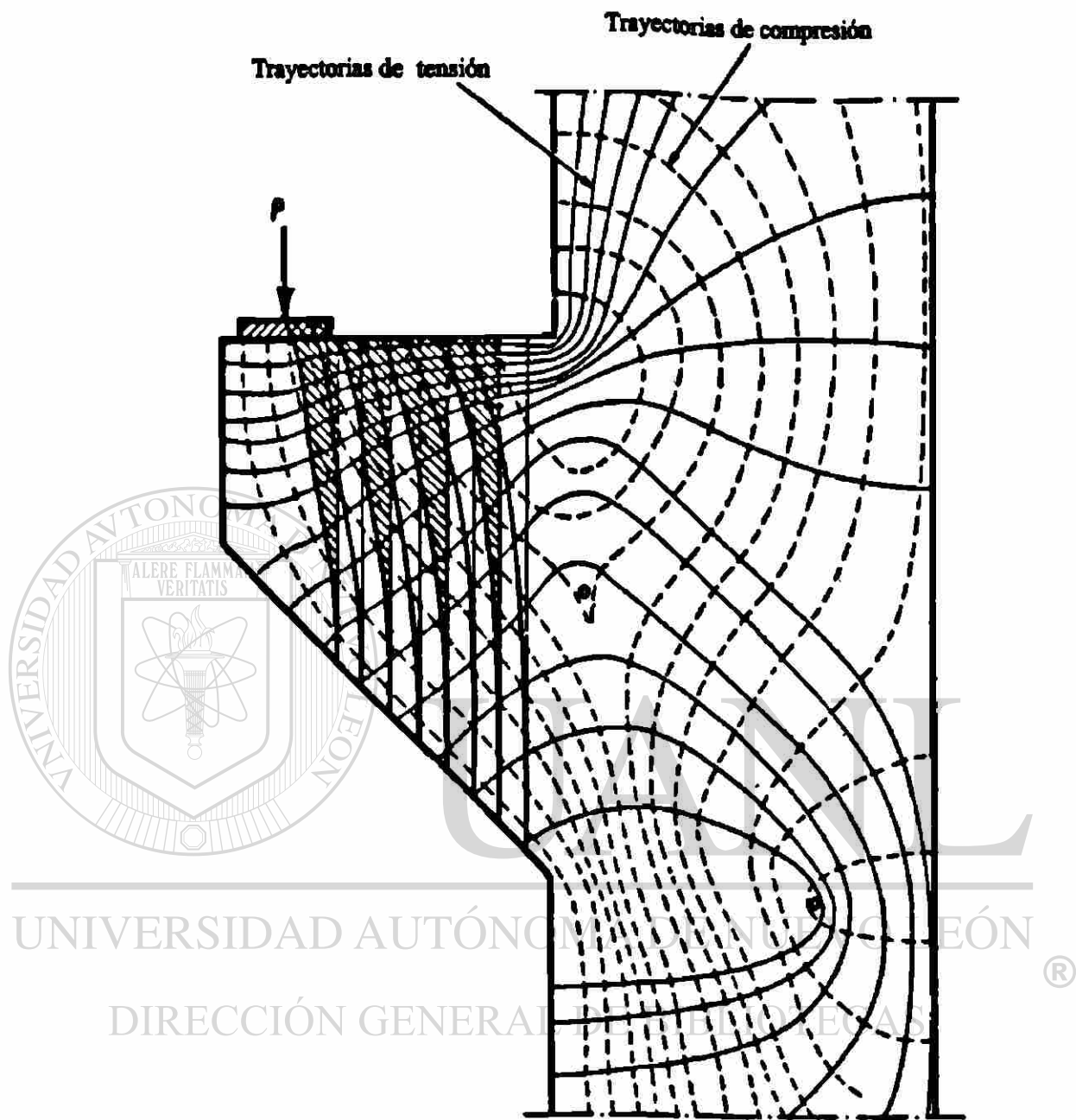
Figura No. 4 (b)

**Defectos congénitos**  
**Concepción errónea del comportamiento estructural**  
**Cimentaciones someras de lindero**



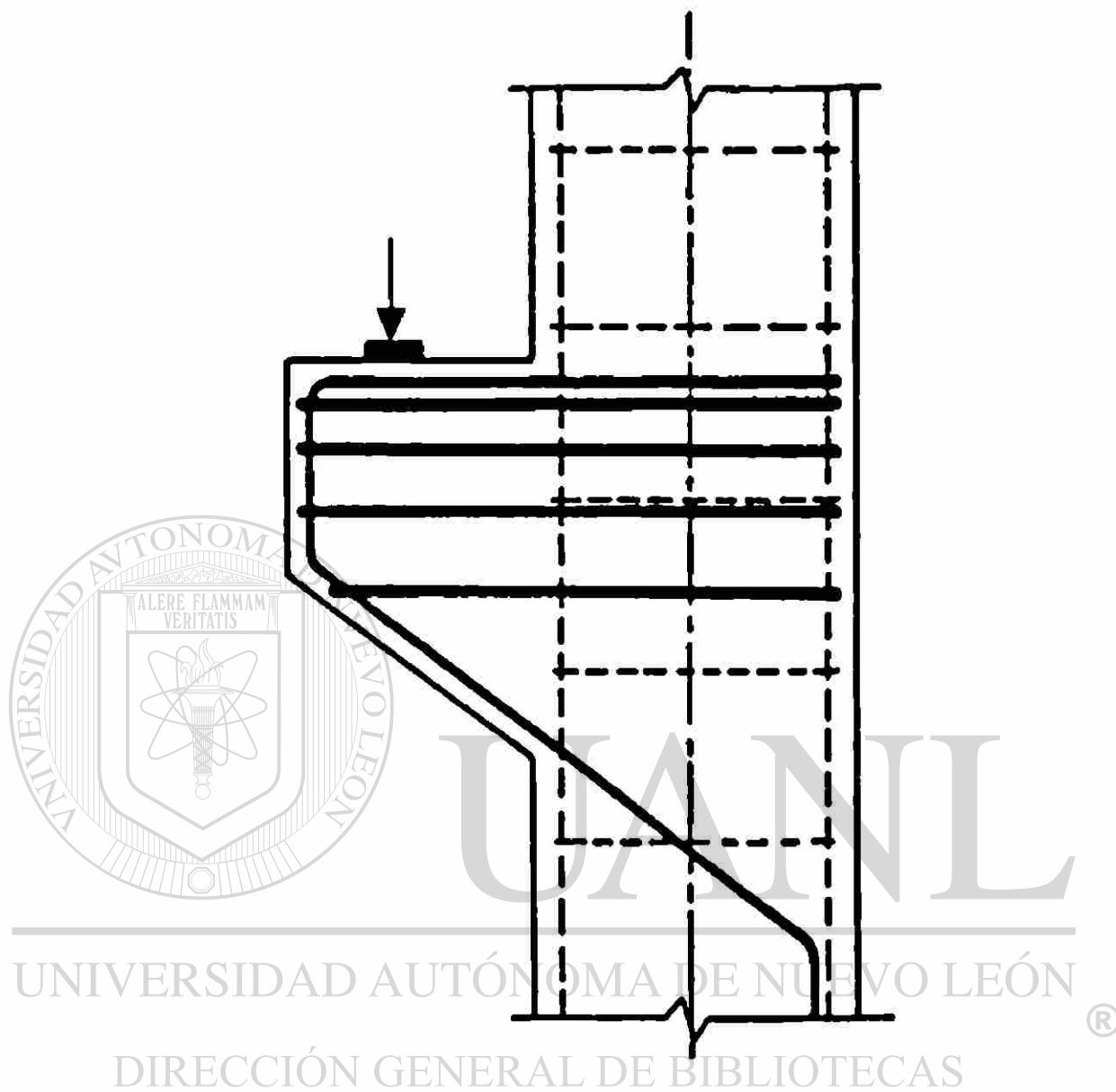
**Figura No. 4 (c)**

**Defectos congénitos  
Concepción errónea del comportamiento estructural  
Cimentaciones someras de lindero**



**Figura No. 5(a)**

**Defectos congénitos  
Concepción errónea del comportamiento estructural  
Ménsulas**



**Figura No. 5(b)**

**Defectos congénitos  
Concepción errónea del comportamiento estructural  
Ménsulas**

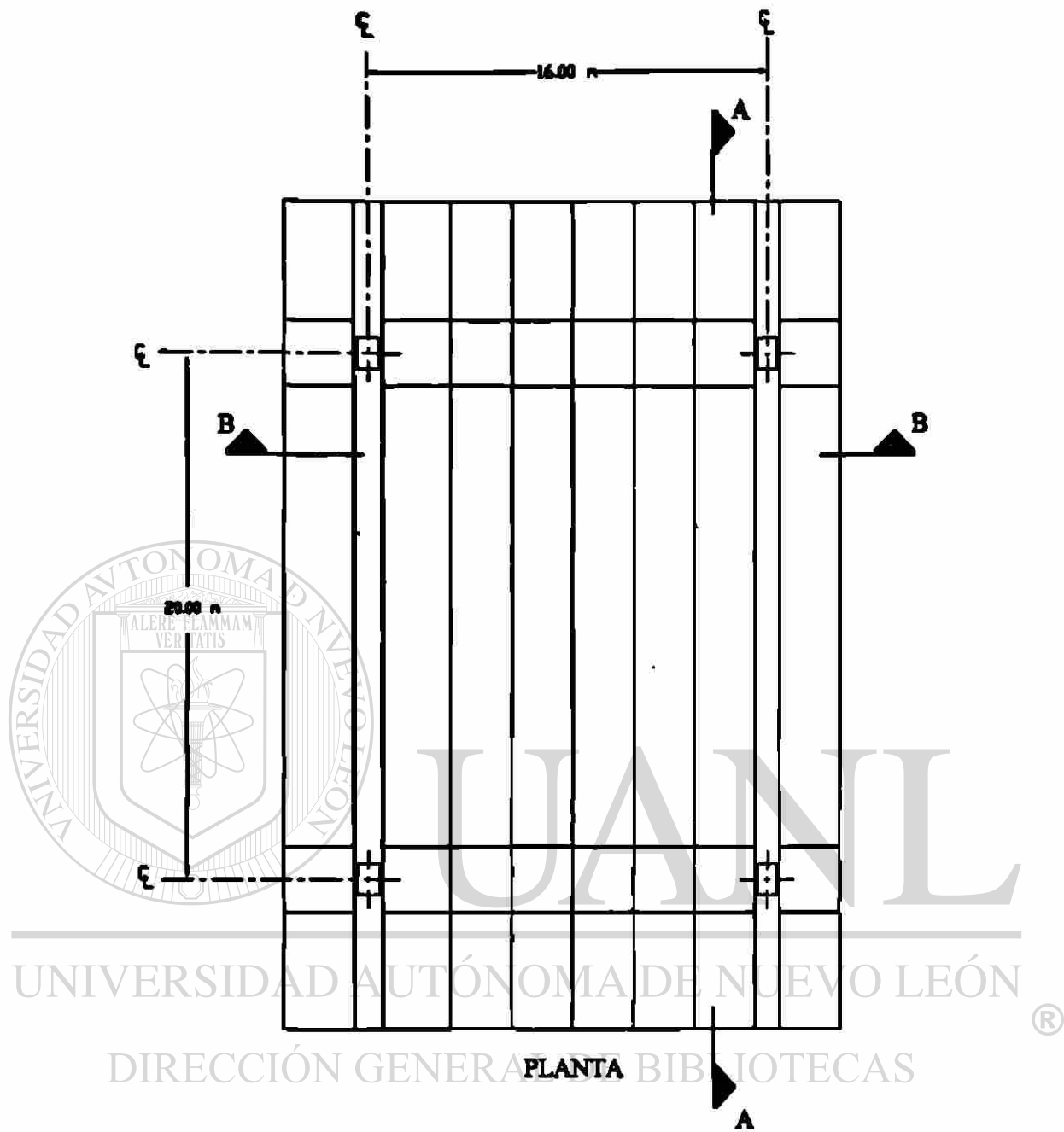
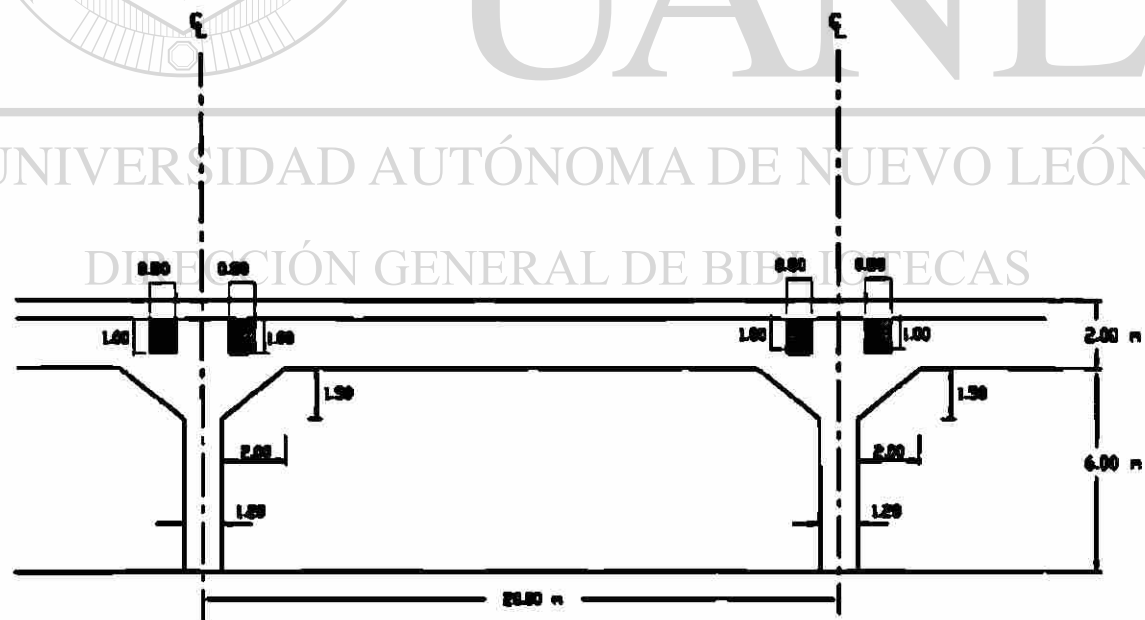
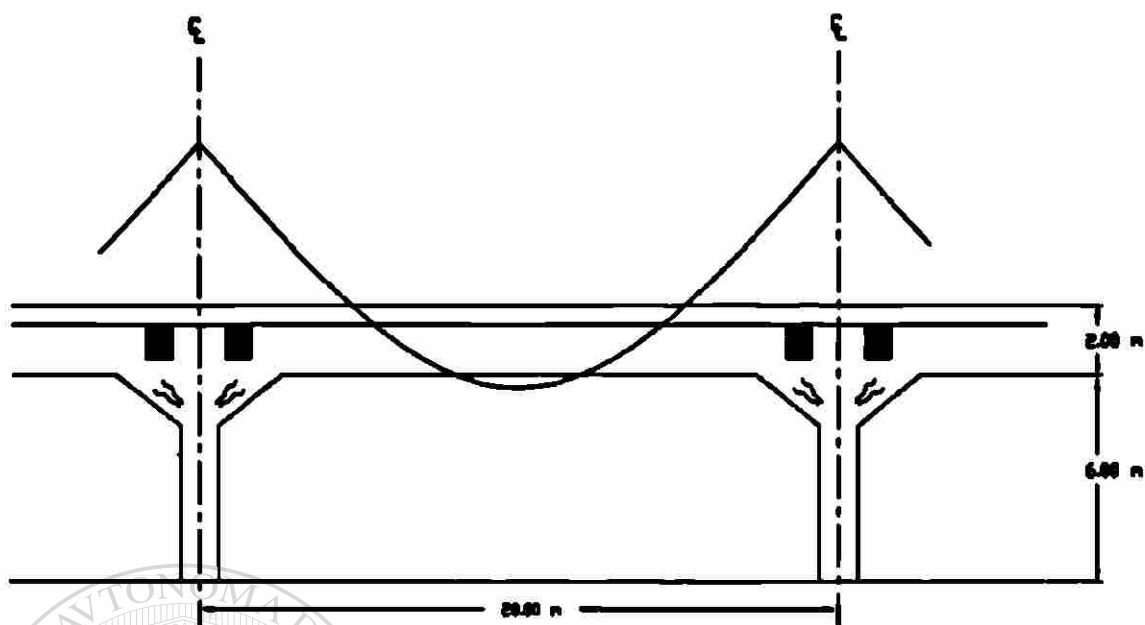


Figura No. 6

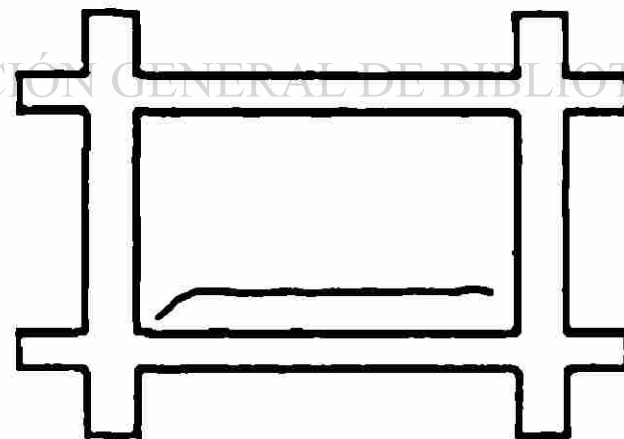
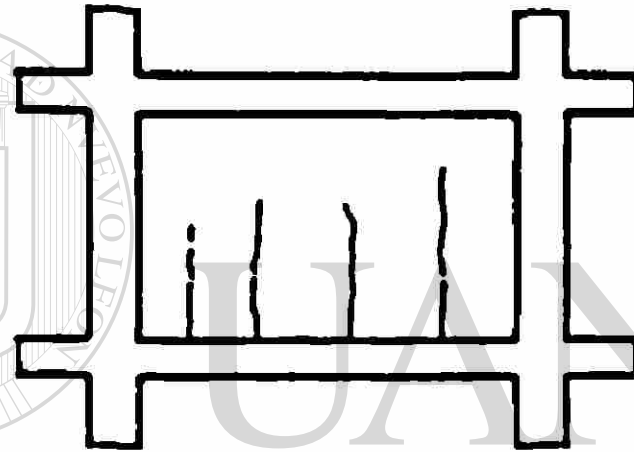
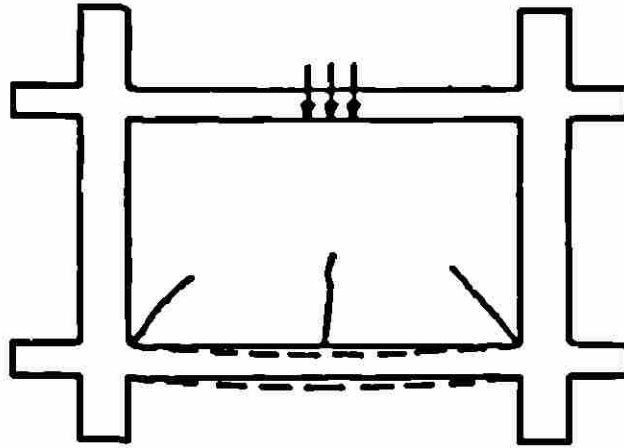
**Defectos congénitos**  
**Concepción errónea del comportamiento estructural**  
**Marcas rígidas "especiales"**



**SECCIÓN A-A**

**Figura No. 6 (b)**

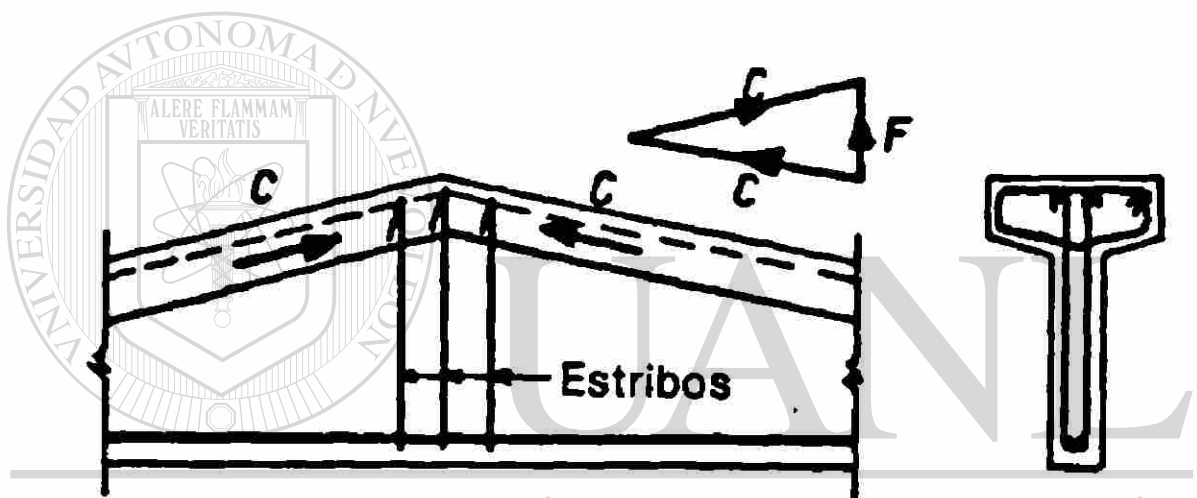
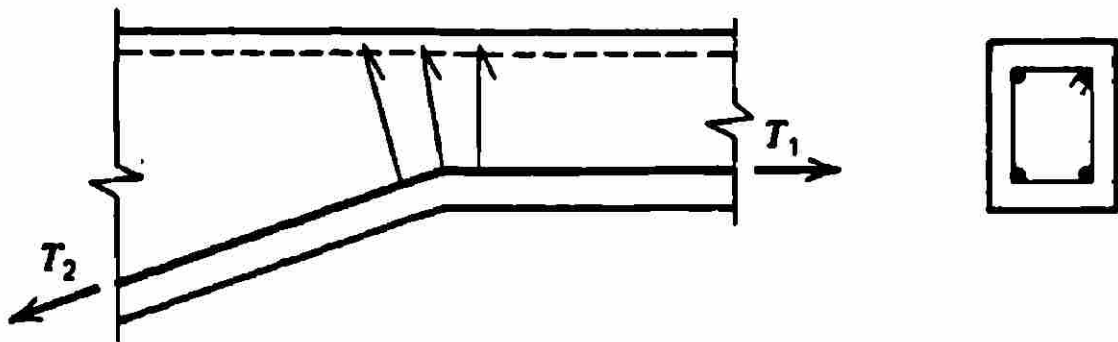
**Defectos congénitos  
 Concepción errónea del comportamiento estructural  
 Marcos rígidos "especiales"**



**Figura No. 7**

**Defectos congénitos del comportamiento estructural  
Incompatibilidad de deformaciones entre elementos estructurales y no estructurales**





UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

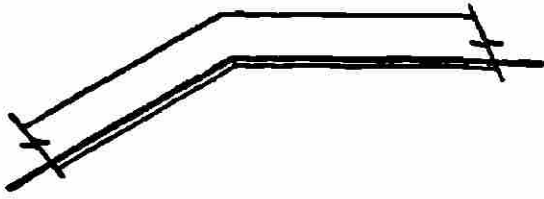
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

®

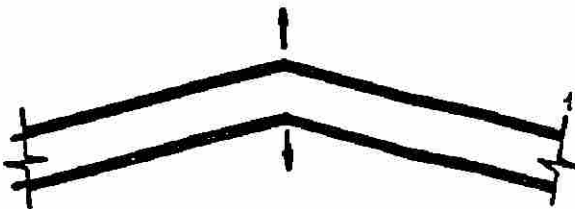
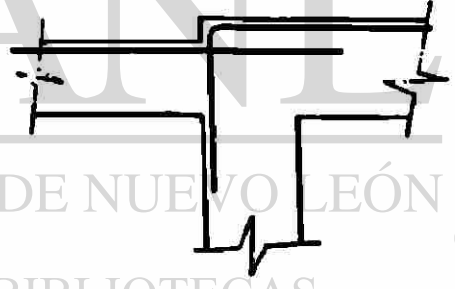
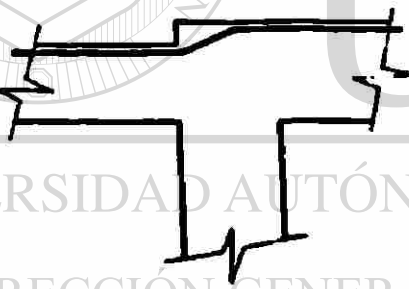
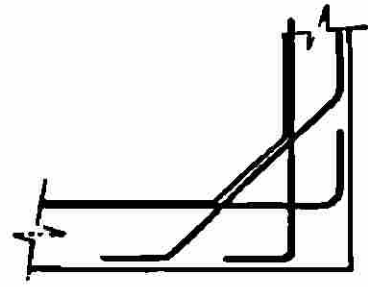
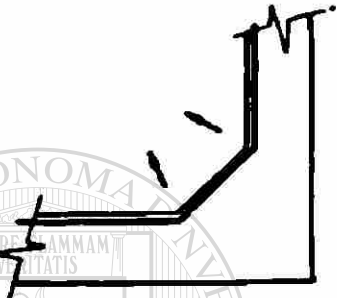
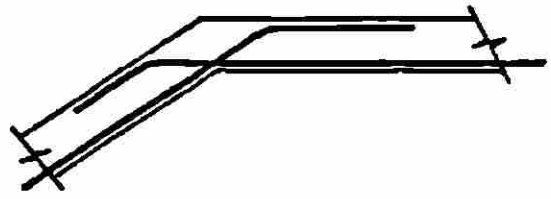
**Figura No. 8(a)**

**Defectos congénitos  
 Detallado del acero de refuerzo  
 Cambio de dirección en las barras de refuerzo.**

**INCORRECTO**



**CORRECTO**



**Figura No. 8(b)**

**Defectos congénitos  
Detallado del acero de refuerzo  
Cambios de dirección en las barras de refuerzo**

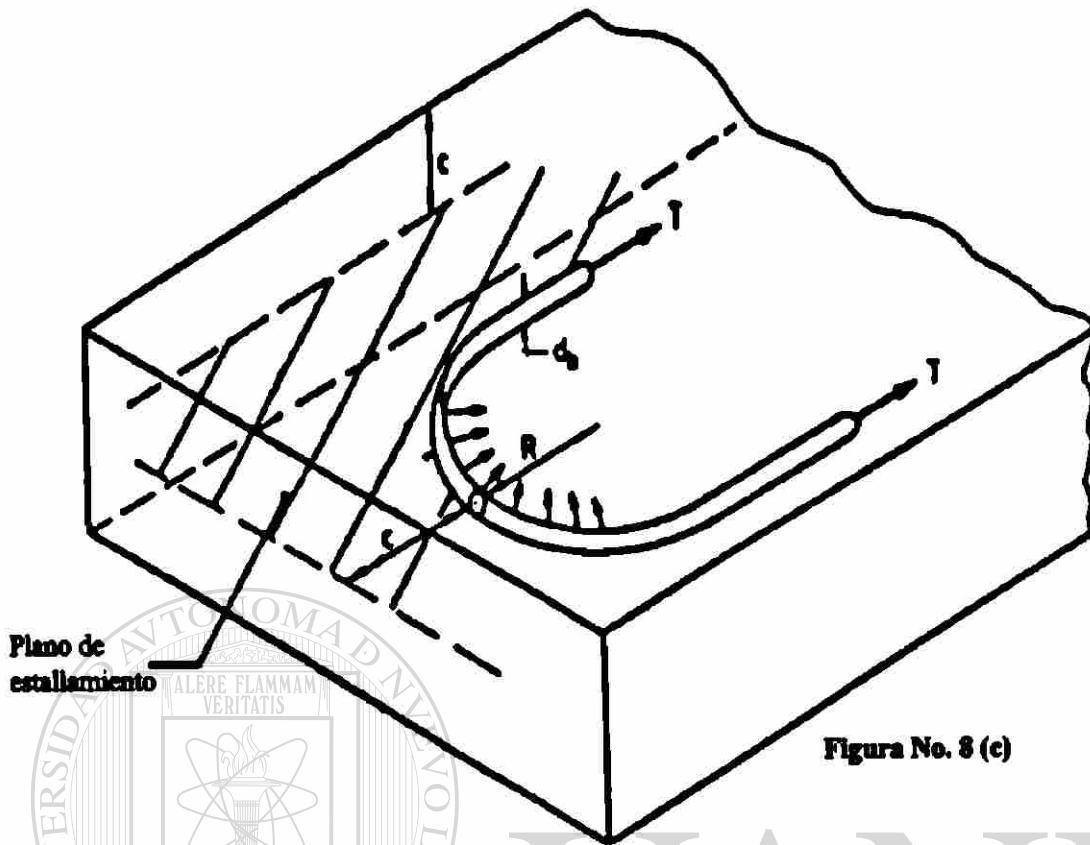


Figura No. 8 (c)

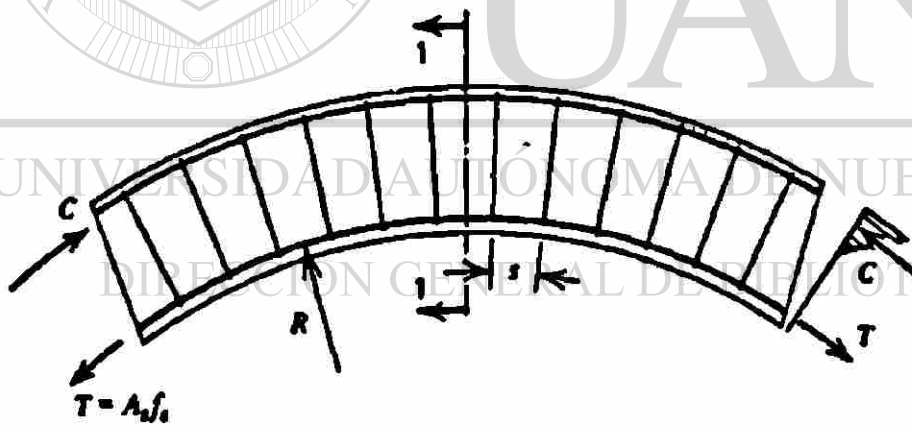
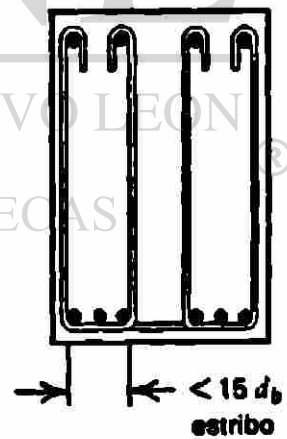


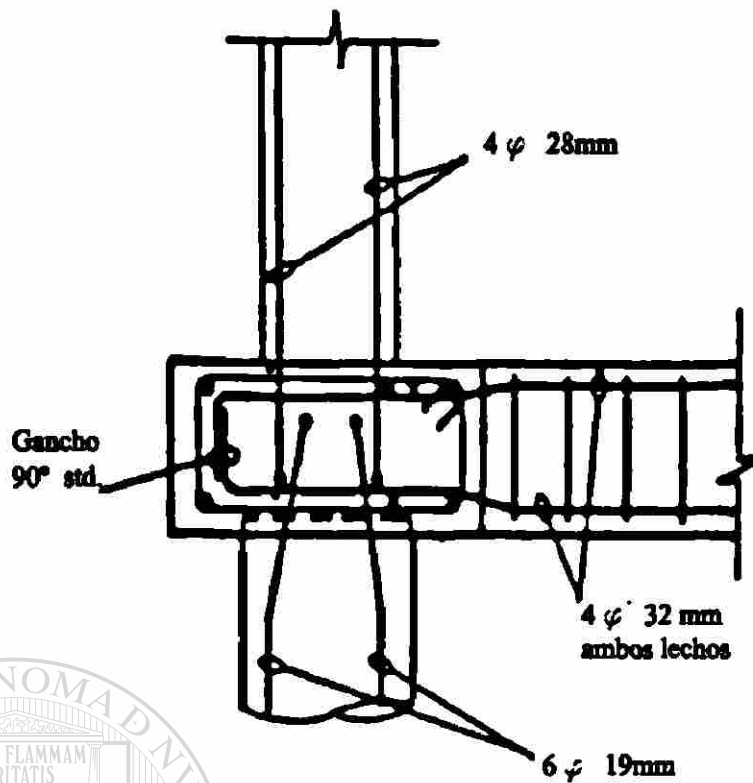
Figura No. 8(d)



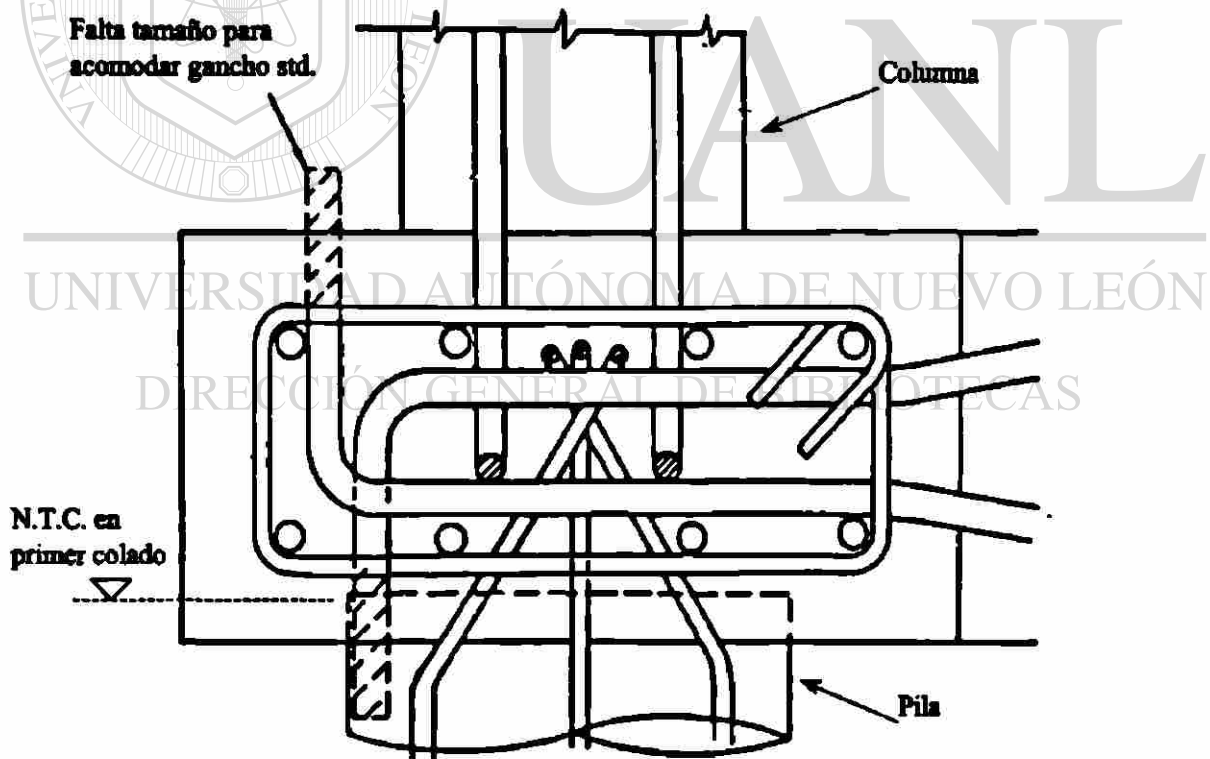
Sección 1-1

Figuras No.8(c) y 8(d)

**Defectos congénitos**  
**Detallado del acero de refuerzo**  
**Cambios de dirección en las barras de refuerzo.**



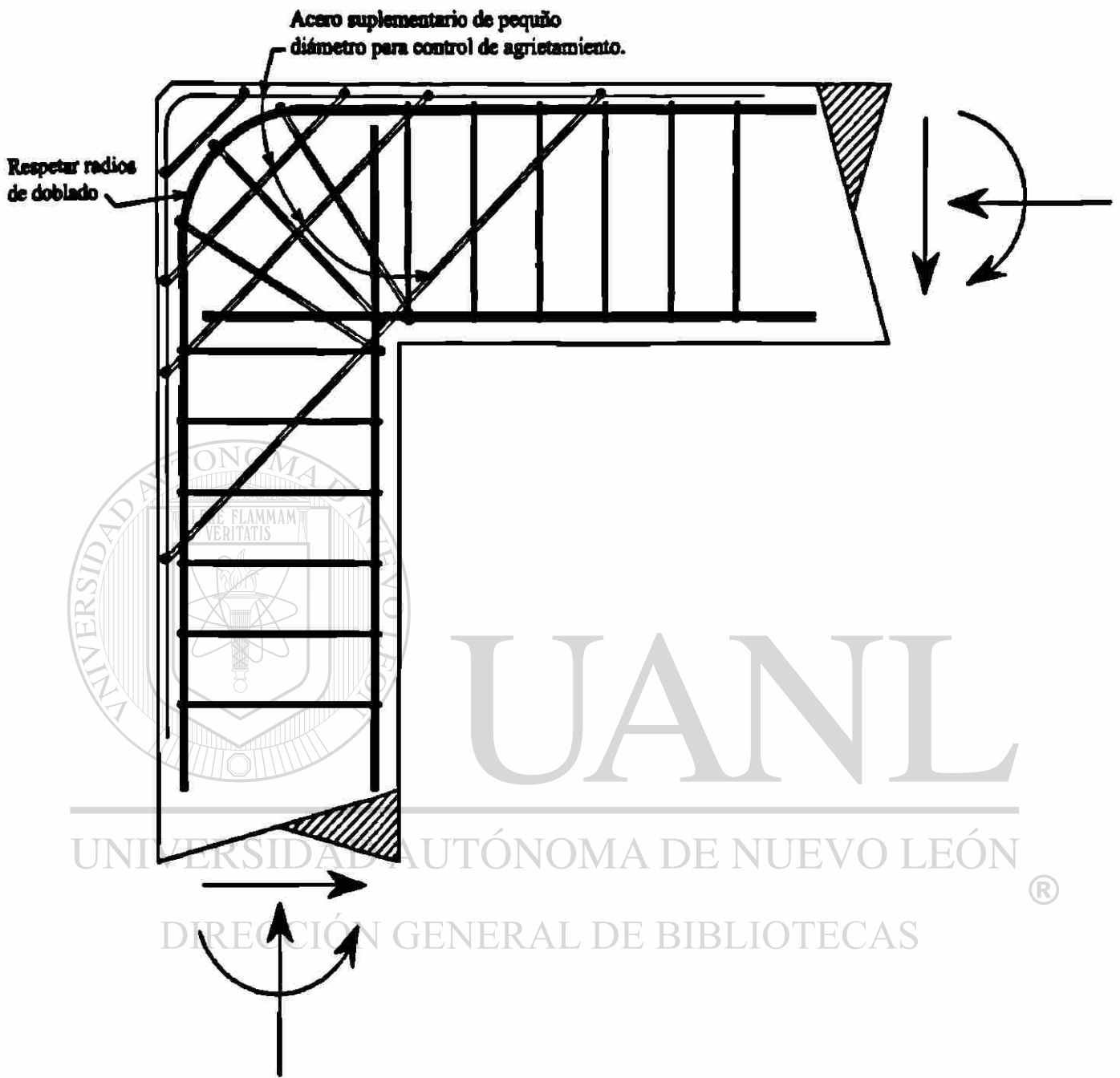
Detalle esquemático unifilar mostrado usualmente en los dibujos constructivos



Plantilla a escala mostrando espesores, dobleces y separaciones entre barras de refuerzo.

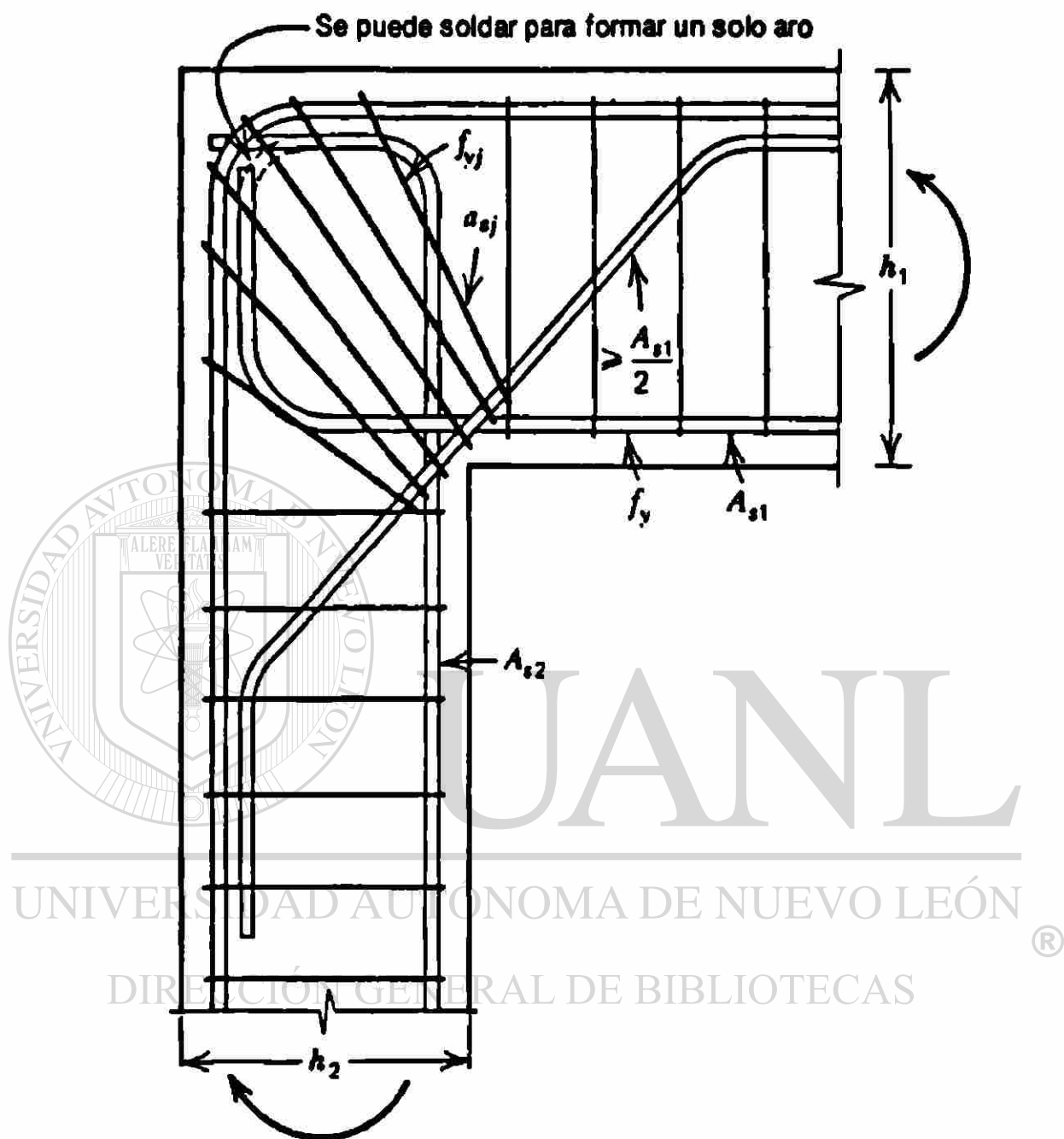
Figura No.9

**Defectos congénitos**  
**Detallado del acero de refuerzo**  
**Congestionamiento excesivo**



**Figura No. 10**

**Defectos congénitos**  
**Detallado del acero de refuerzo**  
**Esquinas de marcos rígidos**  
**Nudos que cierran**



**Figura No. 11**

**Defectos congénitos**  
**Detallado del acero de refuerzo**  
**Esquinas de marcos rígidos**  
**Nudos que abren**

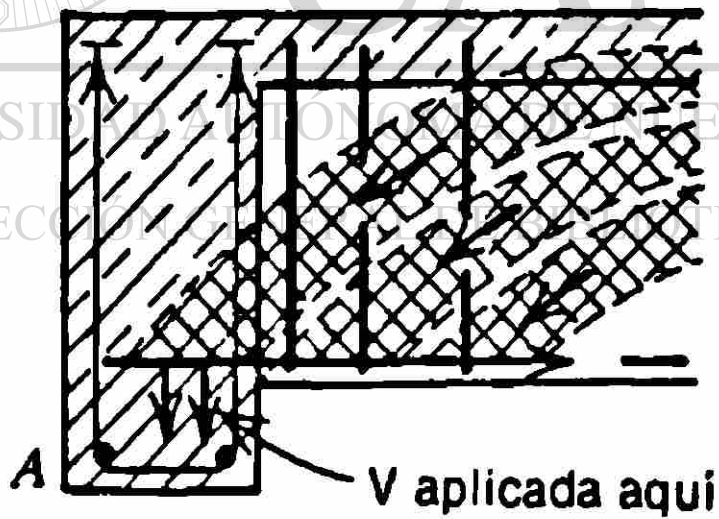
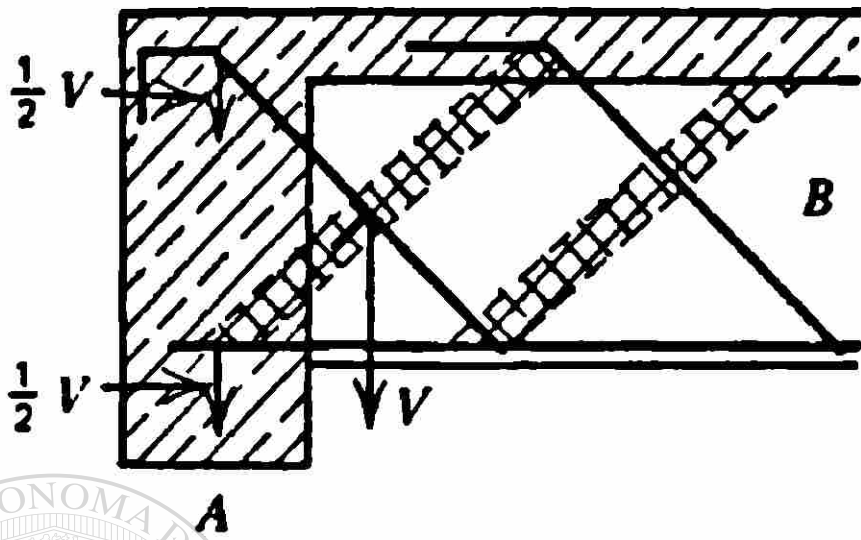
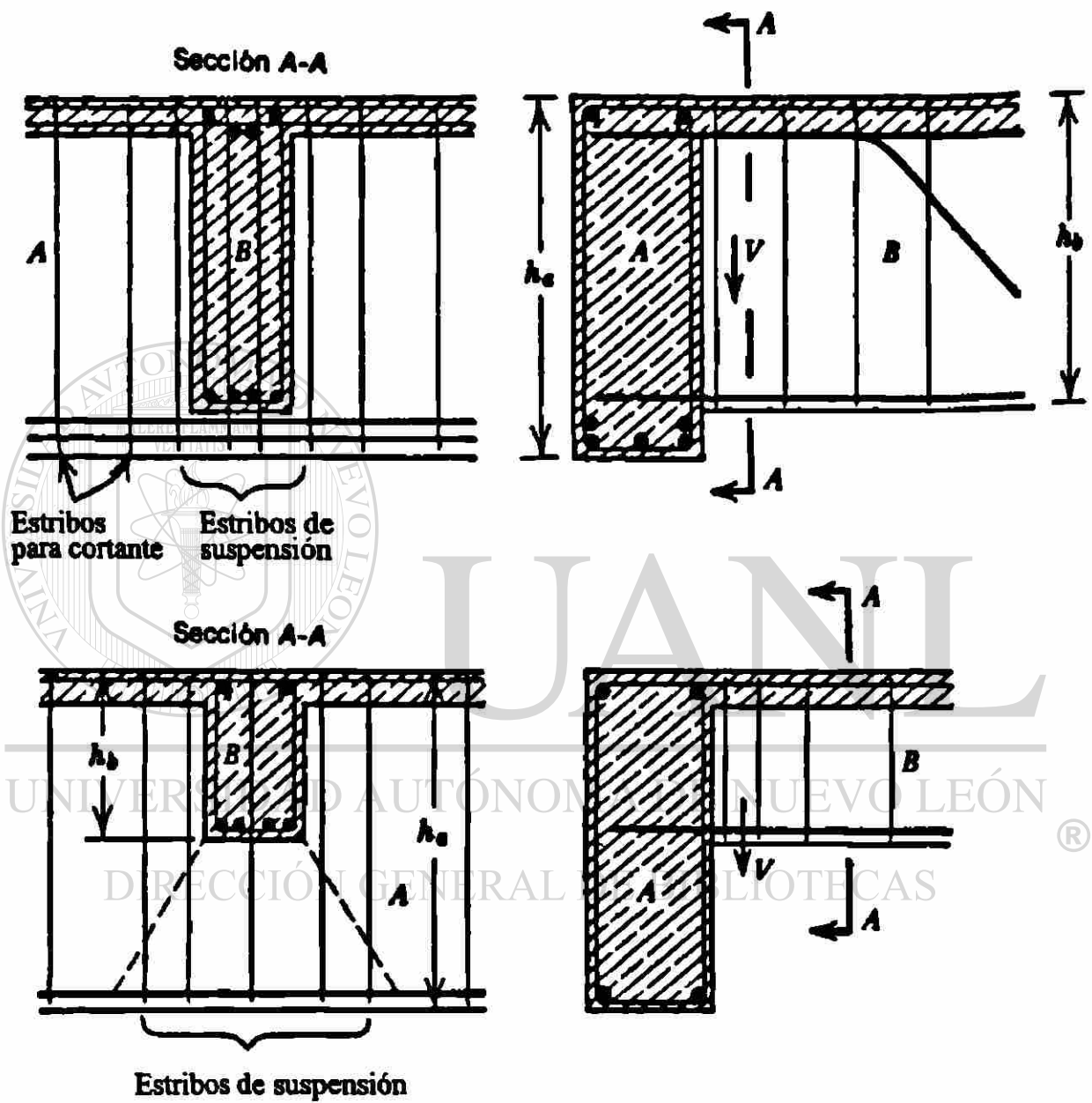


Figura No. 12

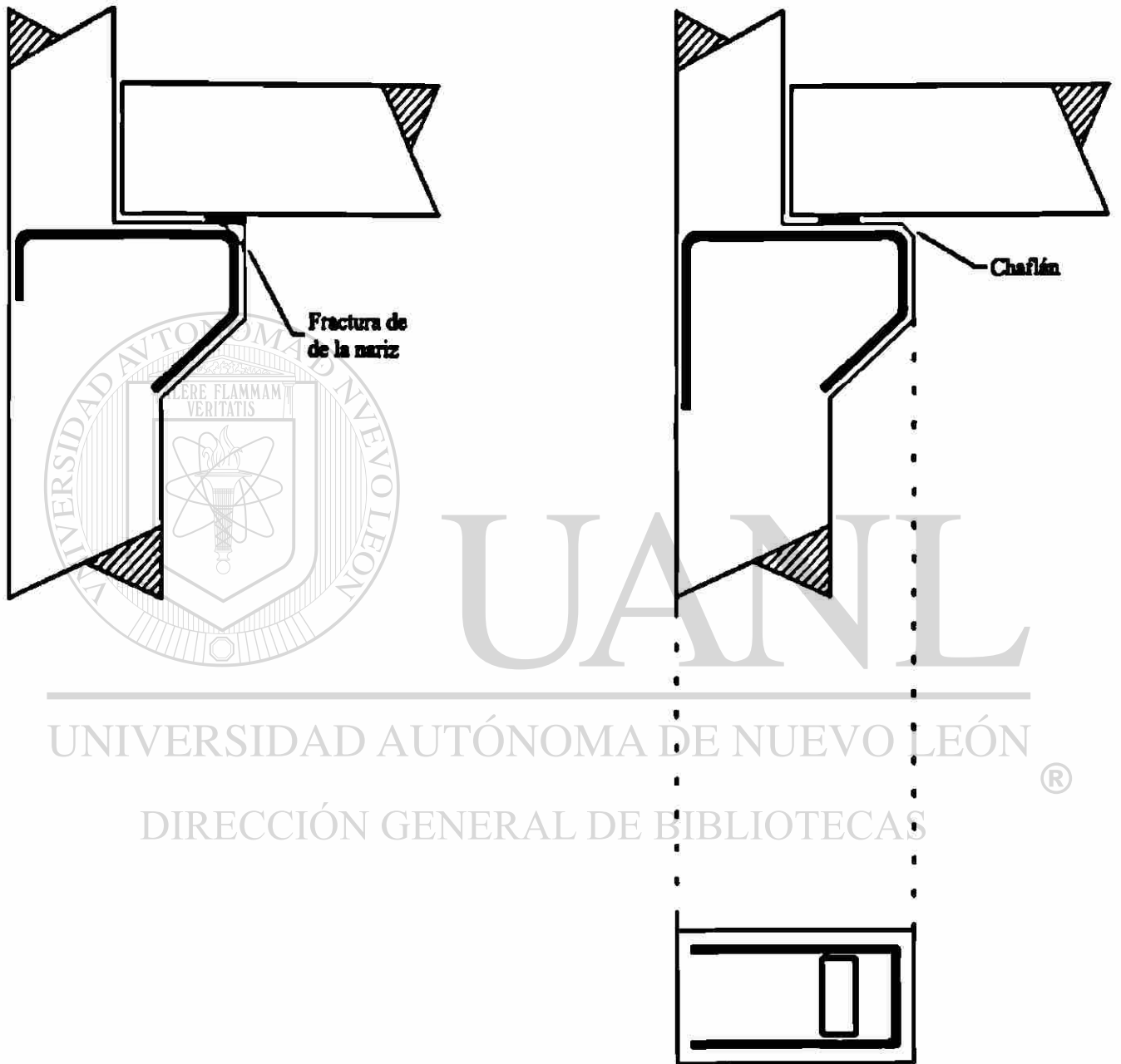
**Defectos congénitos**  
**Detallado del acero de refuerzo**  
**Refuerzo de suspensión**



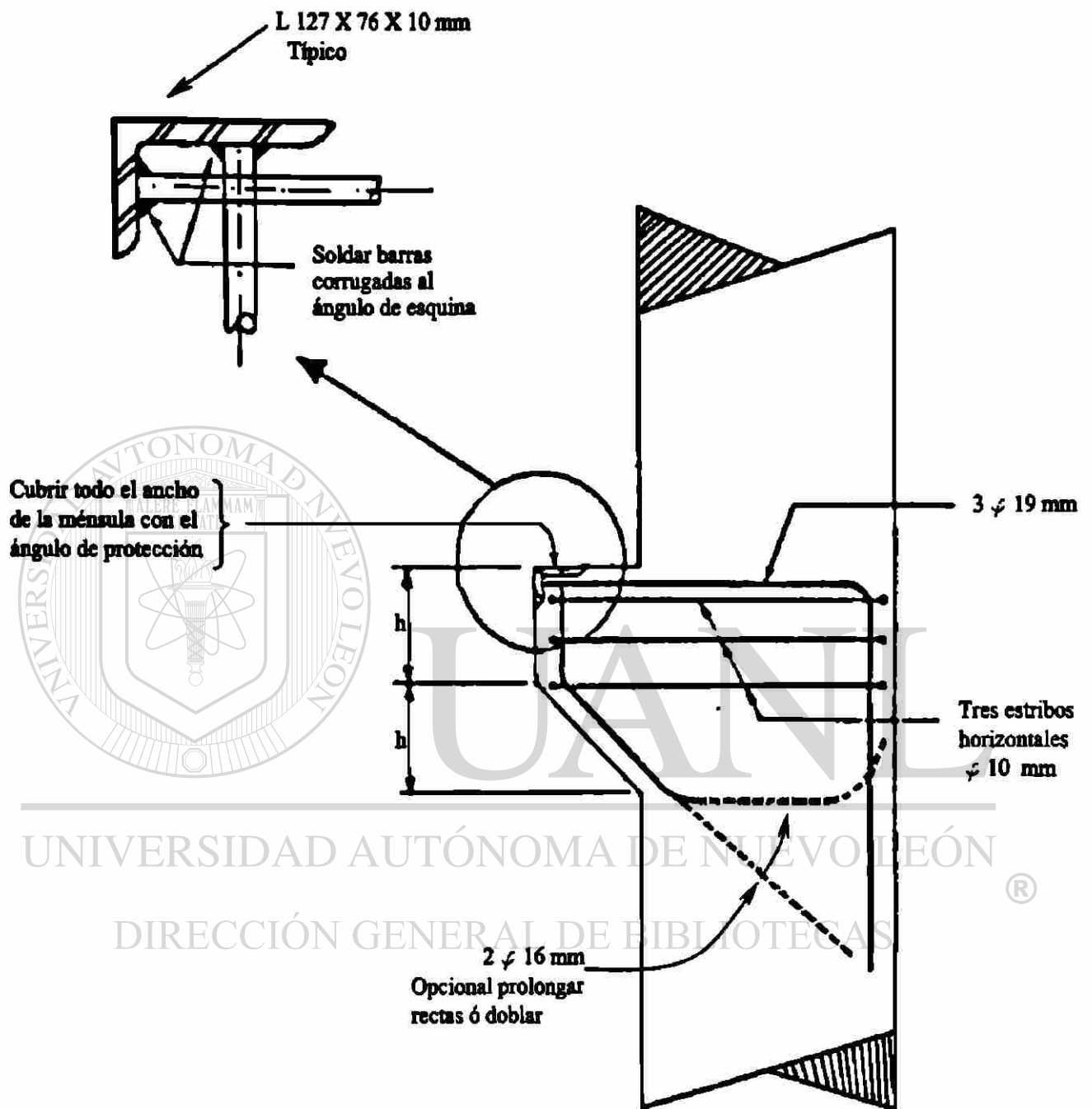
**Figura No. 13**

**Defectos congénitos  
 Detallado del acero de refuerzo  
 Refuerzo de suspensión**



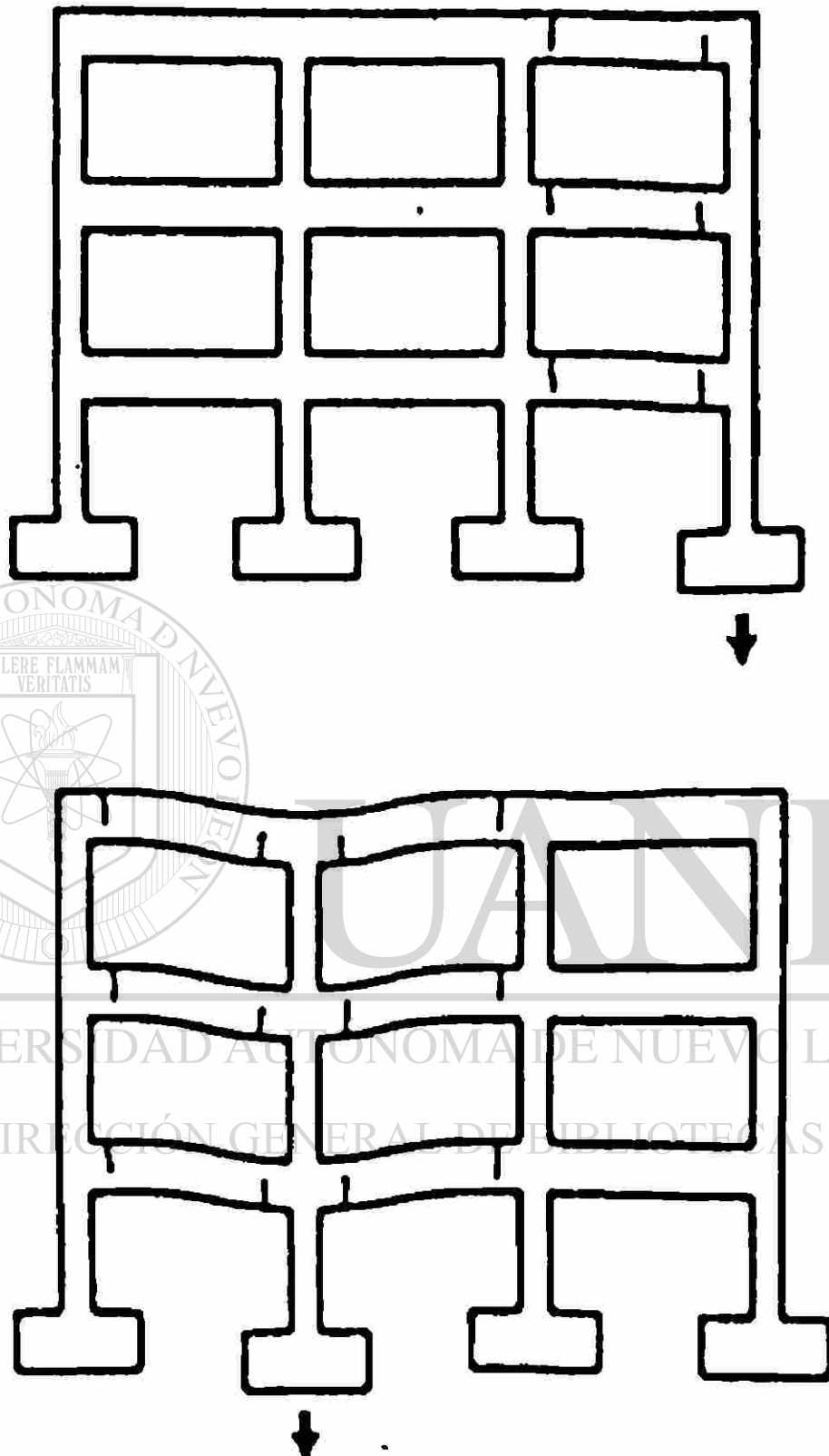


**Figura No. 14**  
**Defectos congénitos**  
**Detallado del acero de refuerzo**  
**Ménsulas**



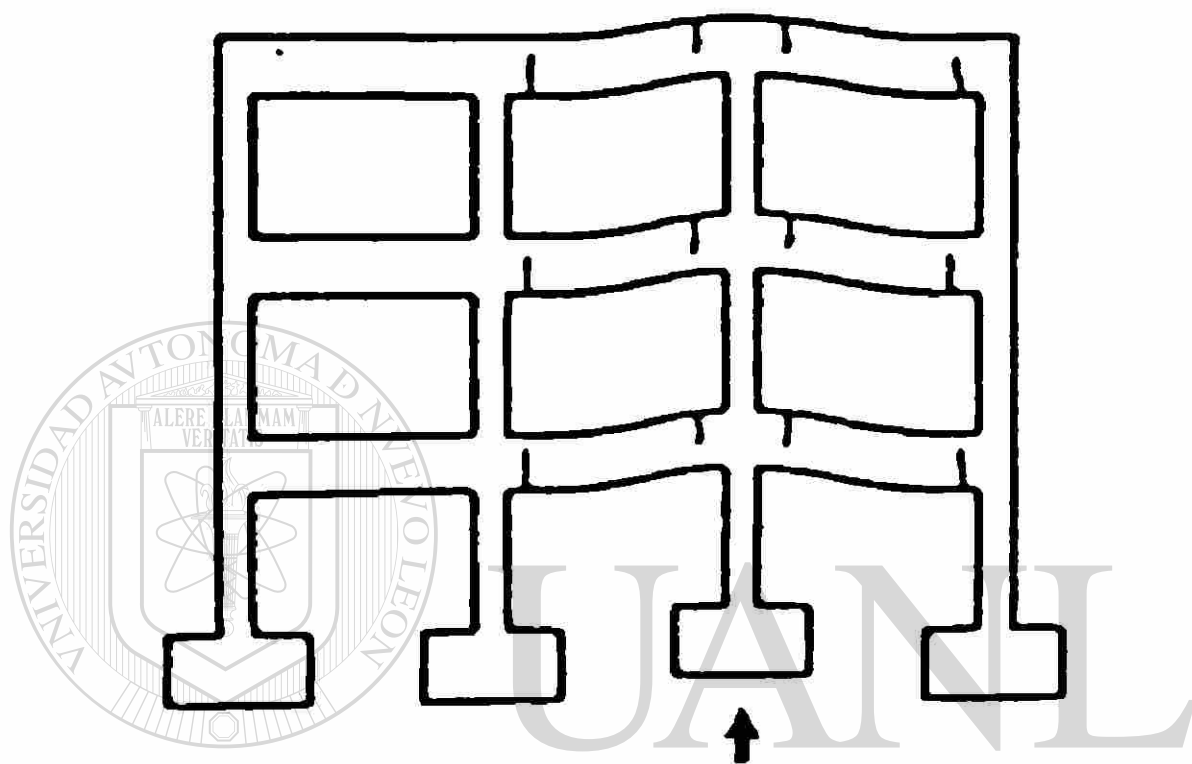
**Figura No. 15**

**Defectos congénitos  
Detallado del acero de refuerzo  
Ménsulas**



**Figura No. 16**

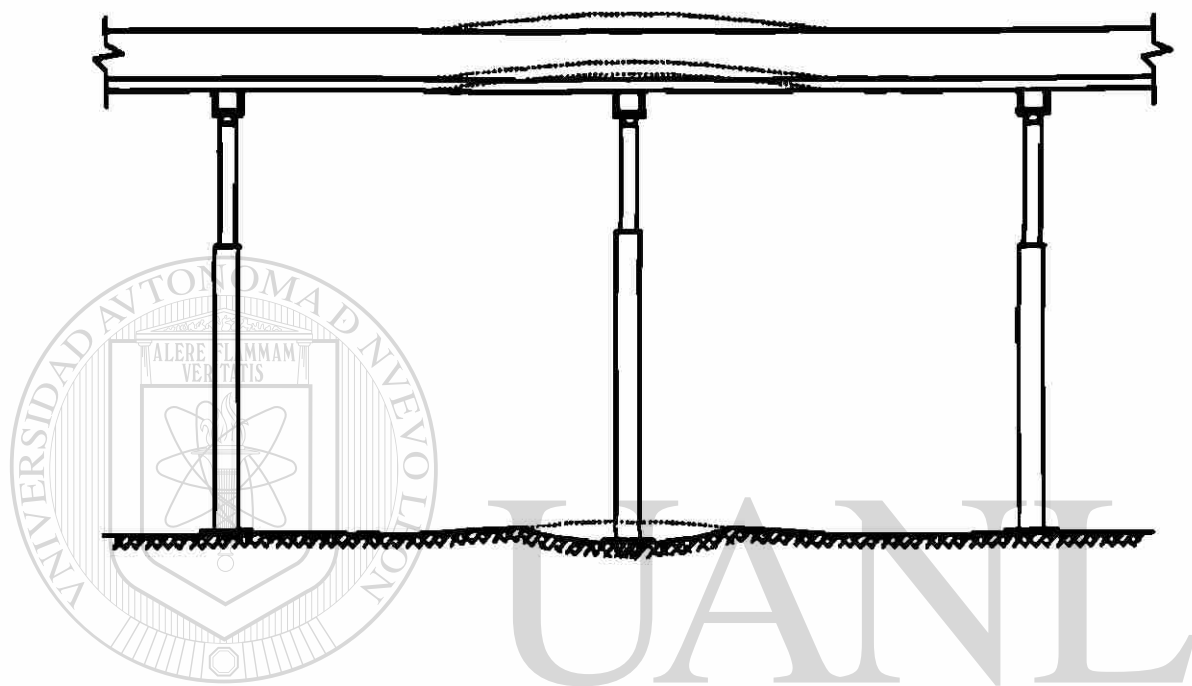
**Defectos adquiridos**  
**Deformabilidad del suelo de desplante**  
**Asentamientos diferenciales de columnas**



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN<sup>®</sup>  
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

**Figura No. 17**

**Defectos adquiridos**  
**Deformabilidad del suelo de desplante**  
**Expansión bajo una columna**



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN<sup>®</sup>  
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

**Figura No. 18**

**Defectos adquiridos  
Cimbrado  
Hundimiento de un puntal de la cimbra**

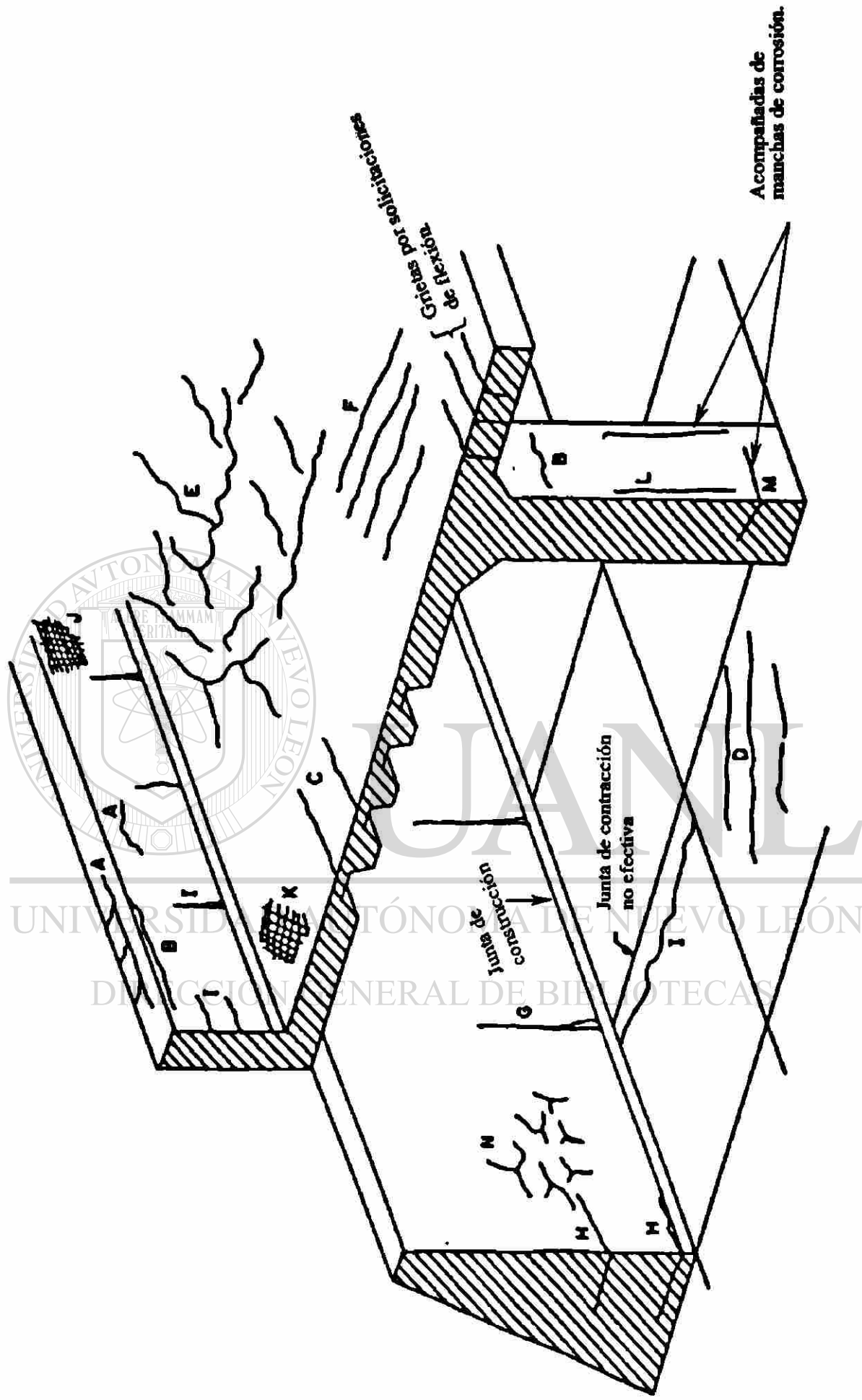
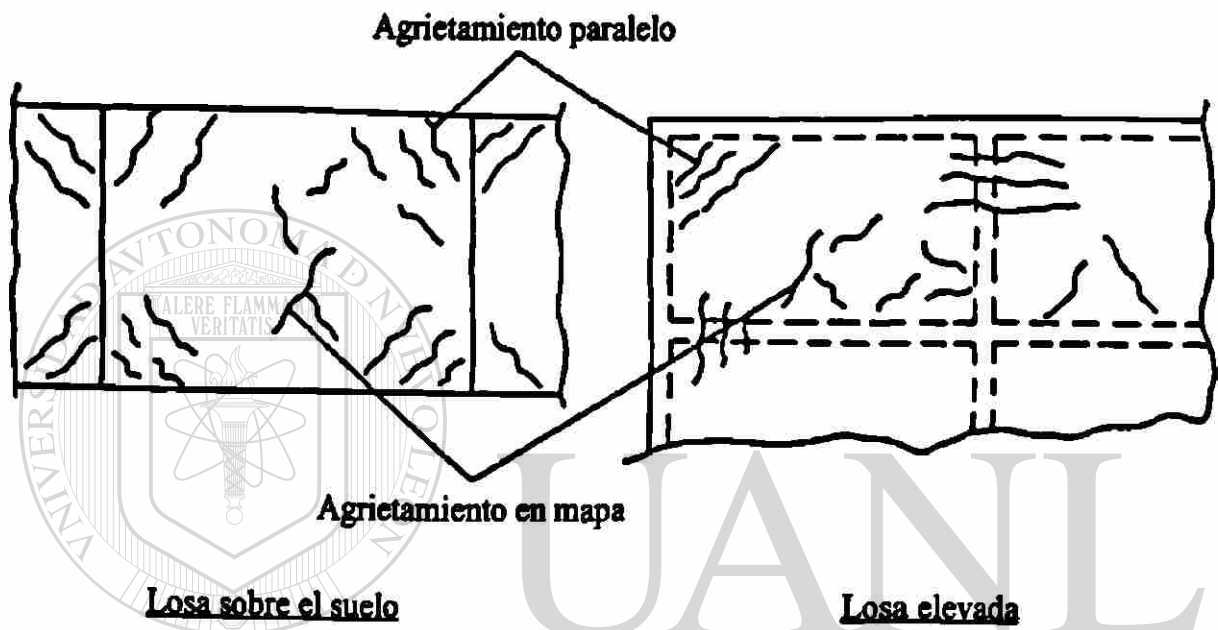


Figura No. 19

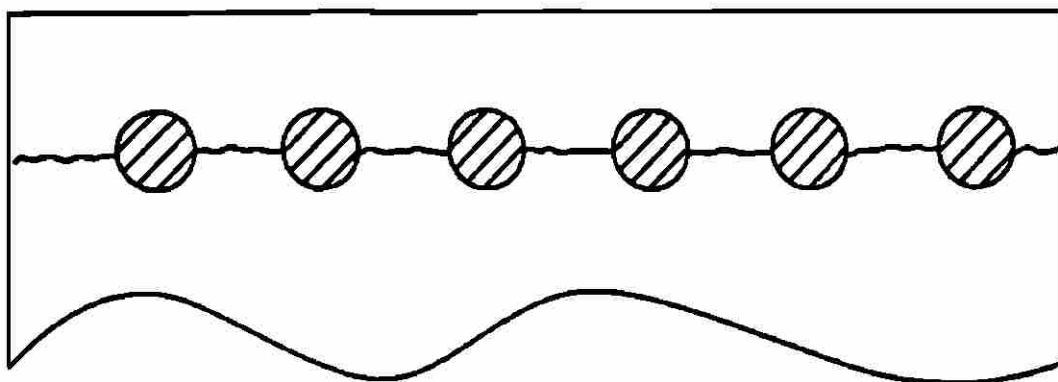
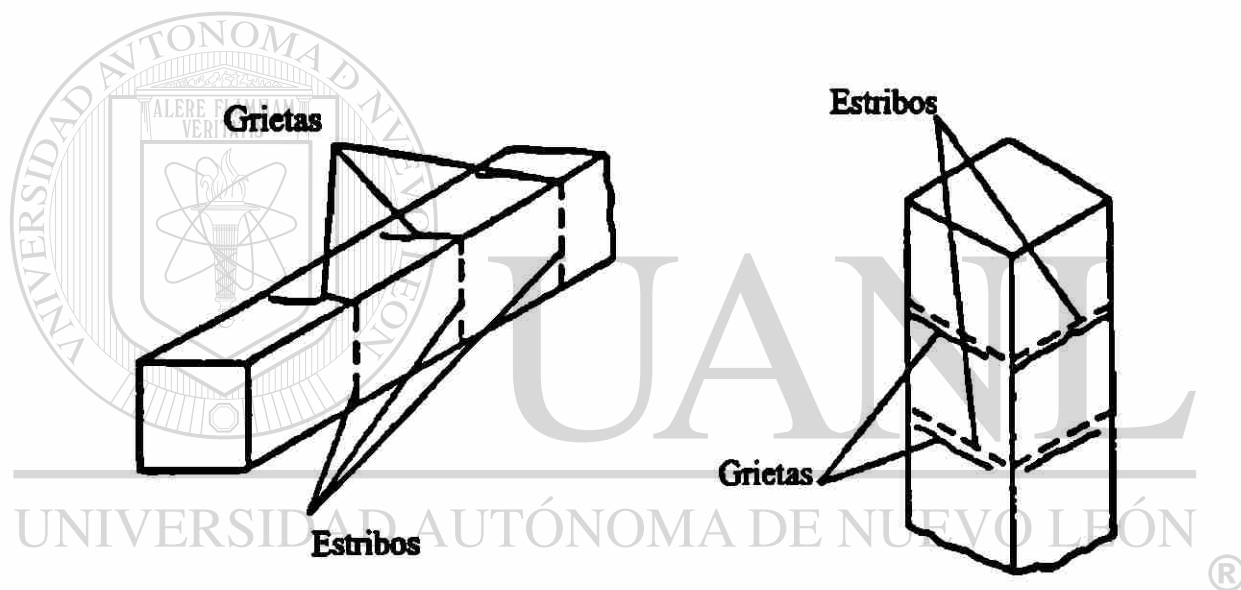
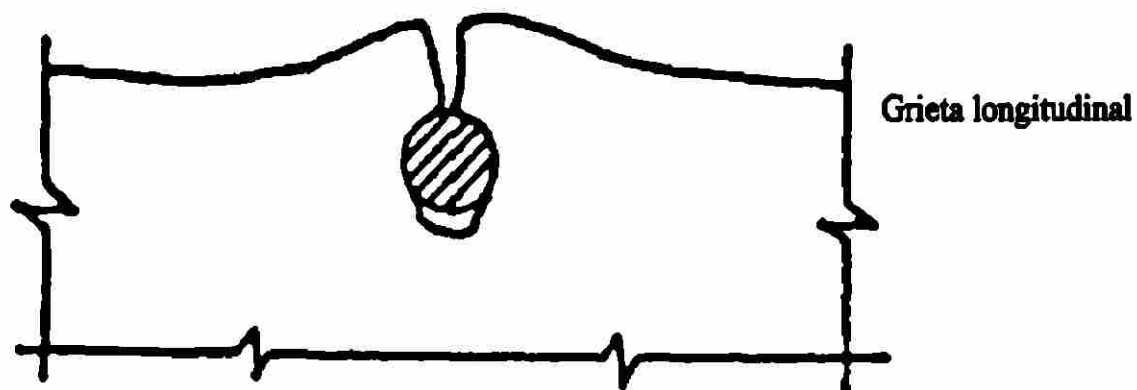
Ejemplos de grietas intrínsecas ó no estructurales en elementos de concreto  
 (Ver significado de literales en cuadro No. 8)



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

**Figura No. 20**

**Defectos adquiridos  
Agrietamiento del concreto fresco  
Contracción plástica**



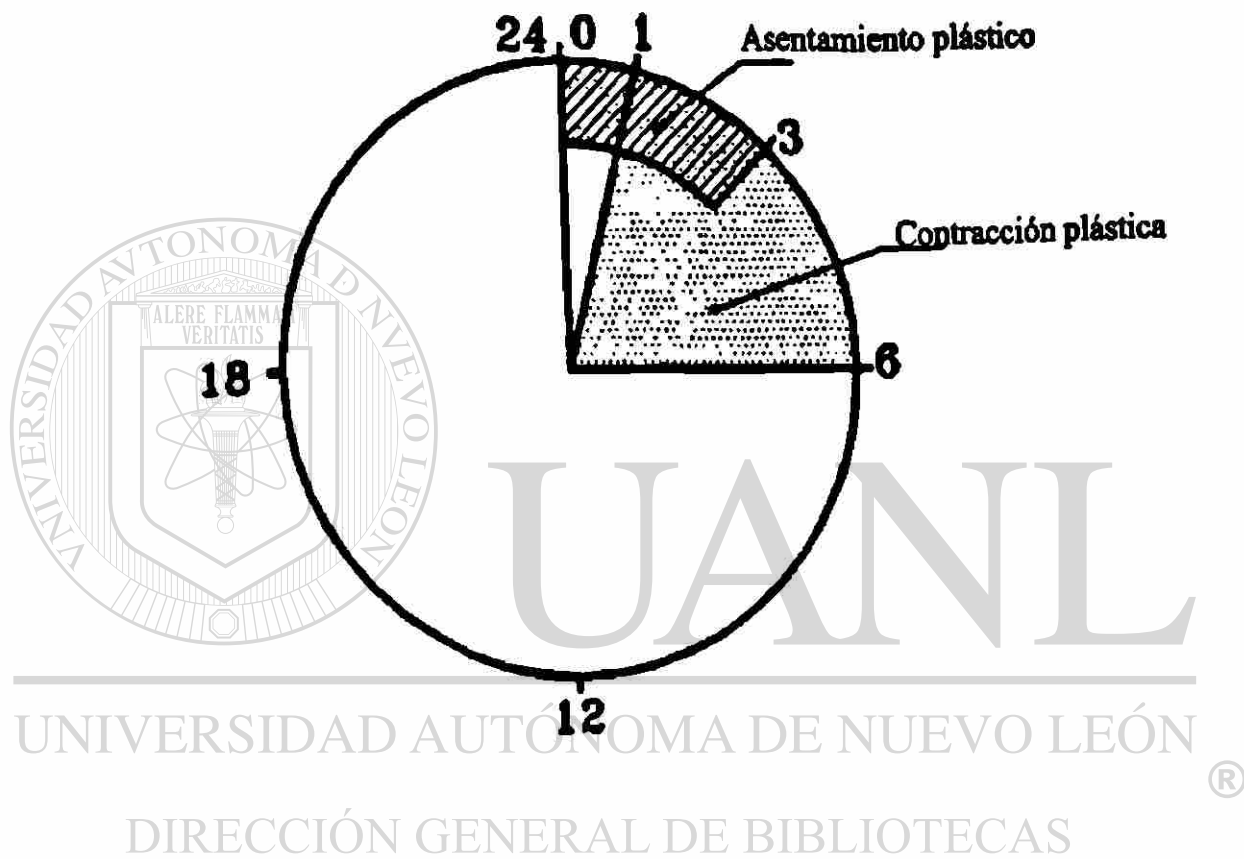
Grieta entre barras cercanas paralelas entre sí

Figura No. 21

**Defectos adquiridos  
Agrietamiento del concreto fresco  
Asentamiento plástico**

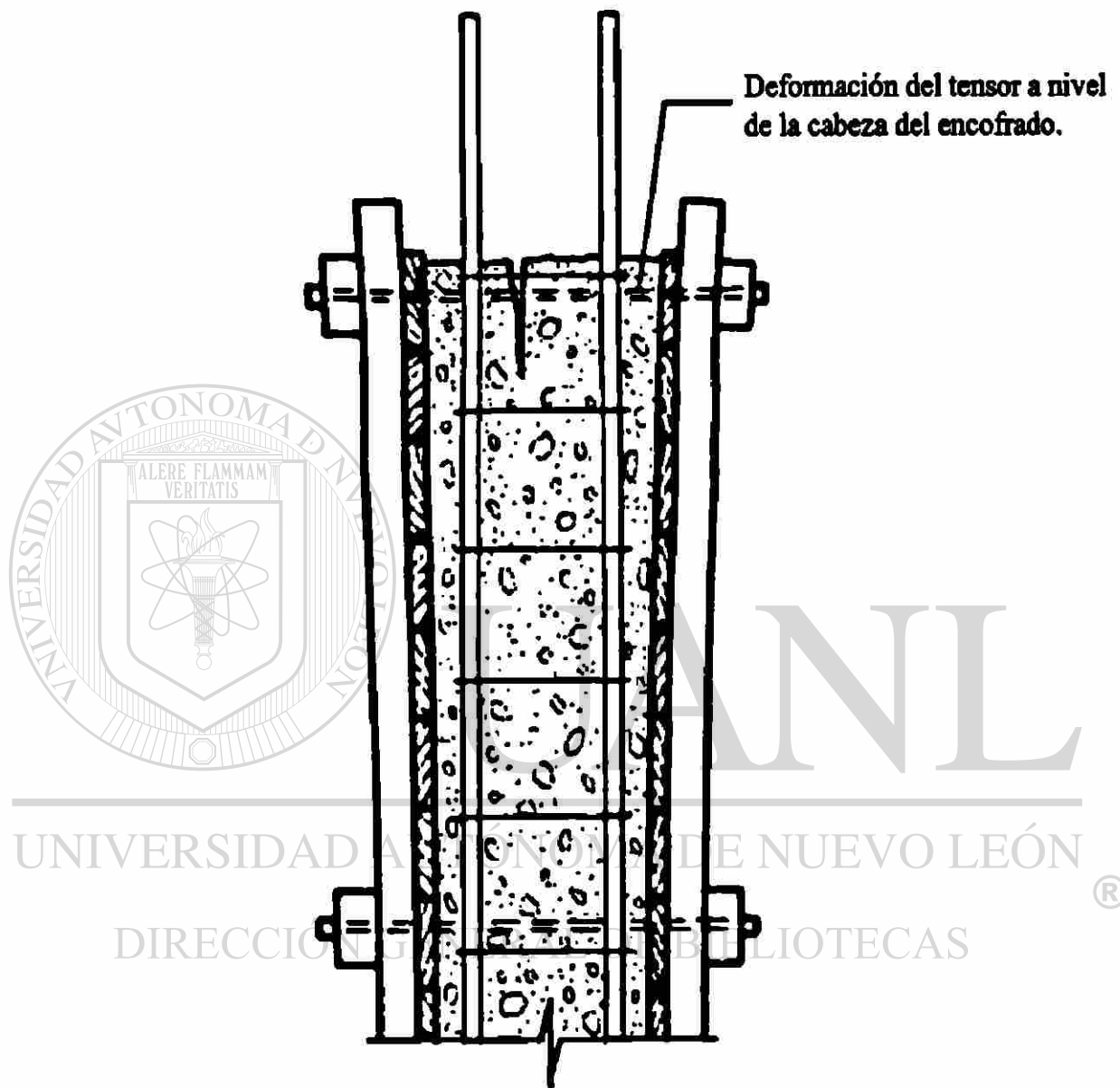


# LAS PRIMERAS VEINTICUATRO HORAS DEL CONCRETO



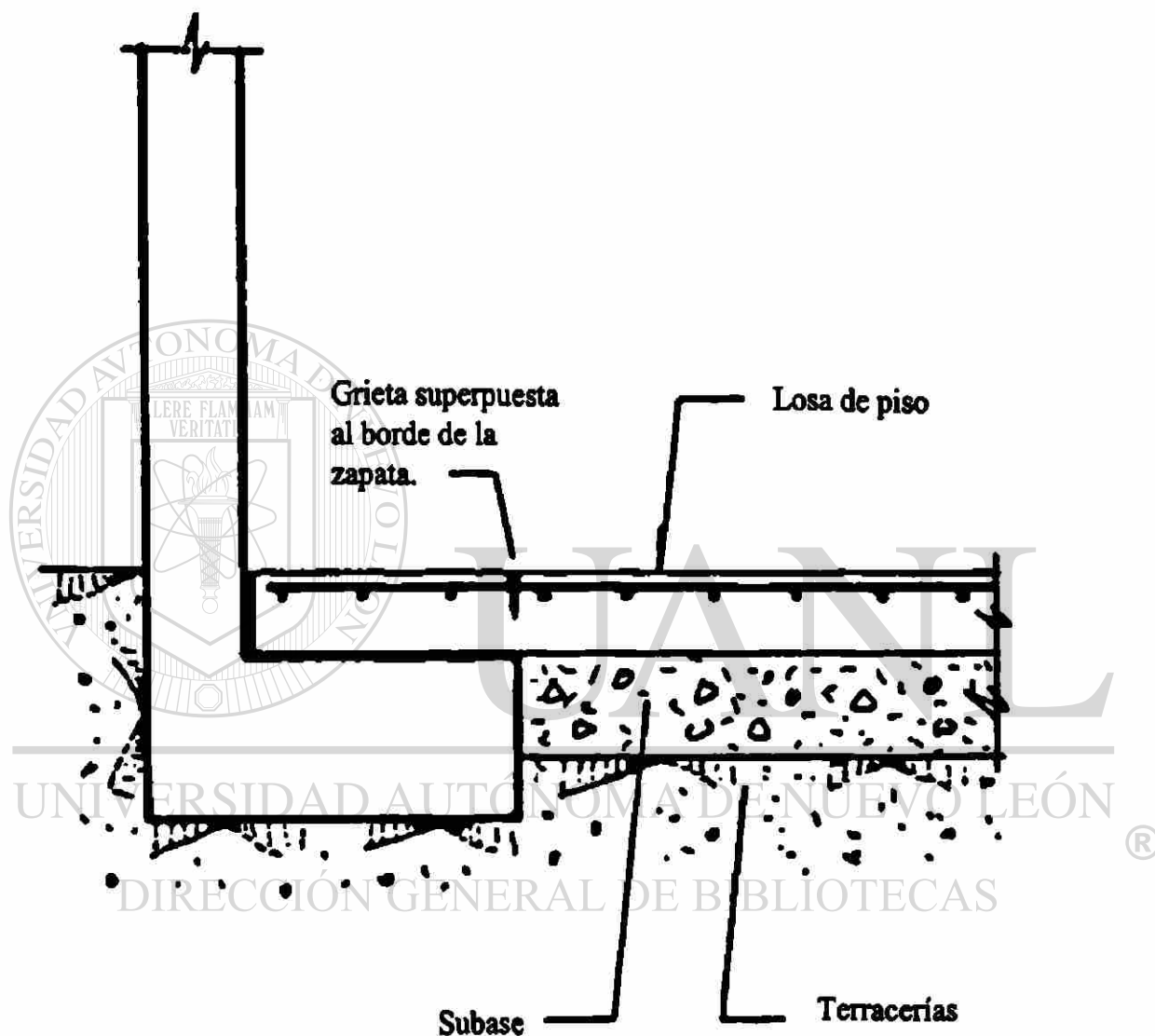
**Figura No. 22**

**Defectos adquiridos  
Agrietamiento del concreto fresco  
El primer día del concreto**



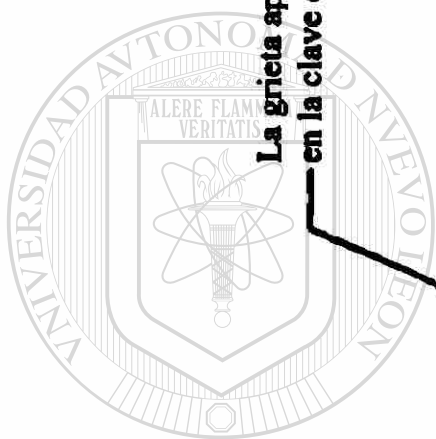
**Figura No. 23**

**Defectos adquiridos**  
**Agrietamiento del concreto fresco**  
**Deformaciones de los moldes**



**Figura No. 24**

**Defectos adquiridos  
Agrietamientos del concreto fresco  
Deformaciones de terracerías en losas sobre el suelo.**

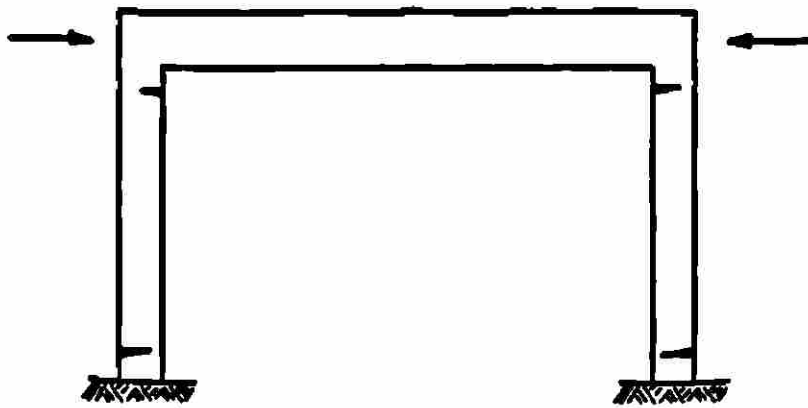


La grieta aparece  
en la clave de la bovedilla.

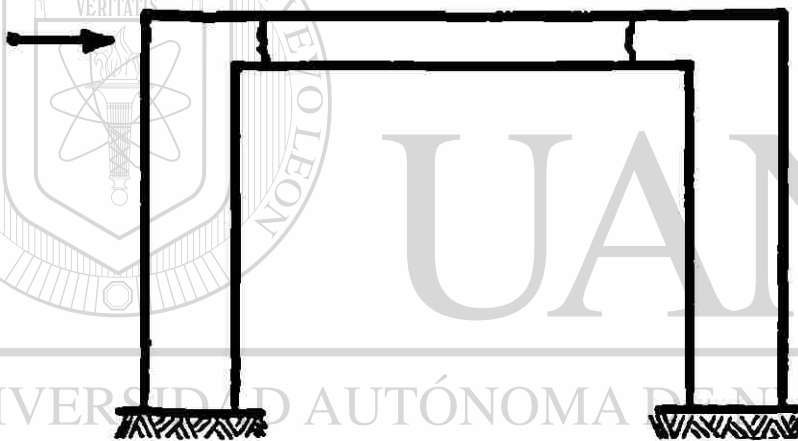


**Figura No. 25**

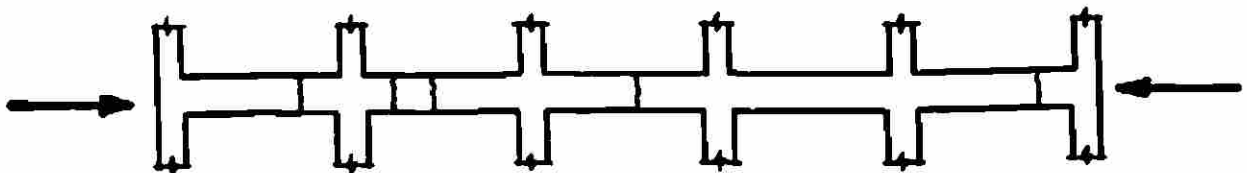
**Deterioro del concreto endurecido por procesos físicos**  
**Agrietamiento**  
**Contracción por secado**



**Marco rígido con columnas flexibles**



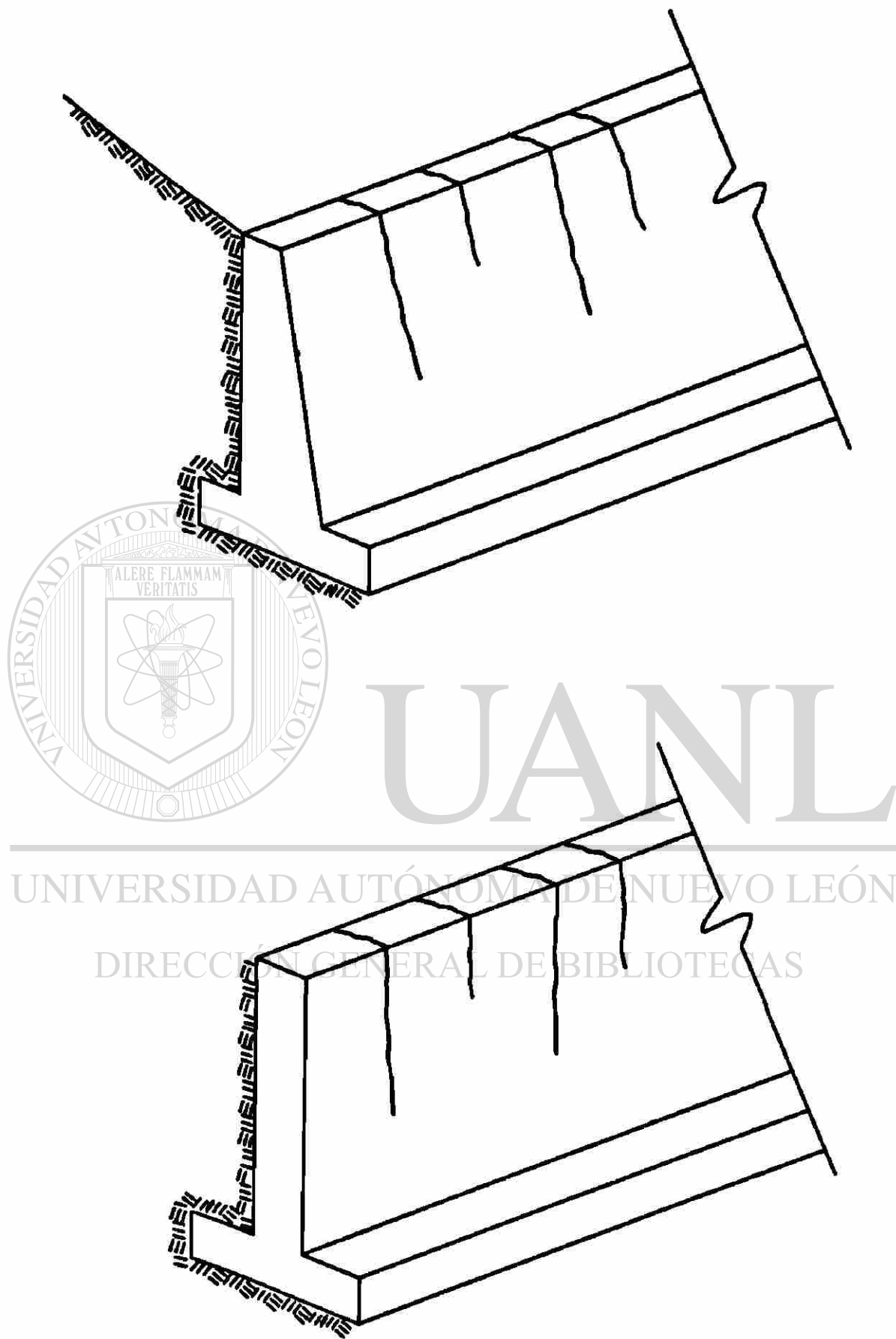
**Marco con columnas rígidas**



**Viga continua**

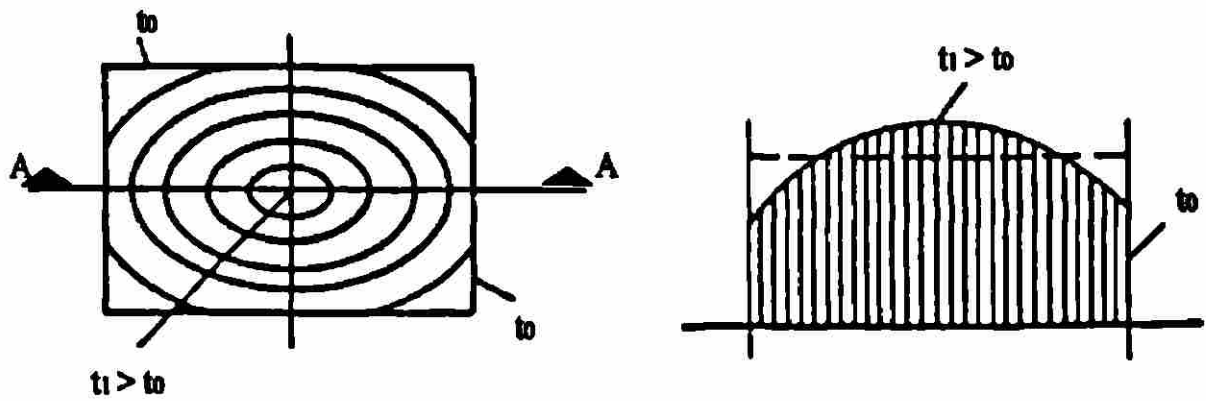
**Figura No. 26**

**Deterioro del concreto endurecido por procesos físicos**  
**Agrietamiento**  
**Contracción por secado**



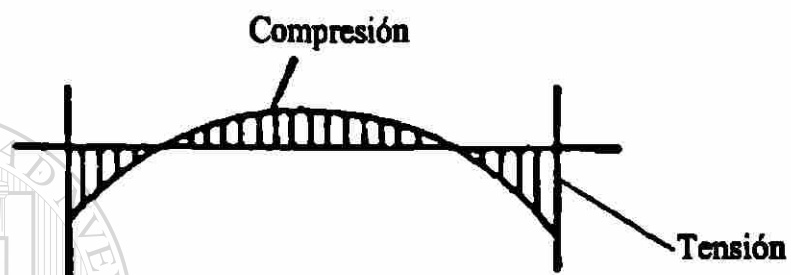
**Figura No. 27**

**Deterioro del concreto endurecido por procesos físicos  
Agrietamiento  
Contracción por secado**



Líneas isotérmicas en planta

Sección A-A



Esfuerzos espurios por gradientes de temperatura

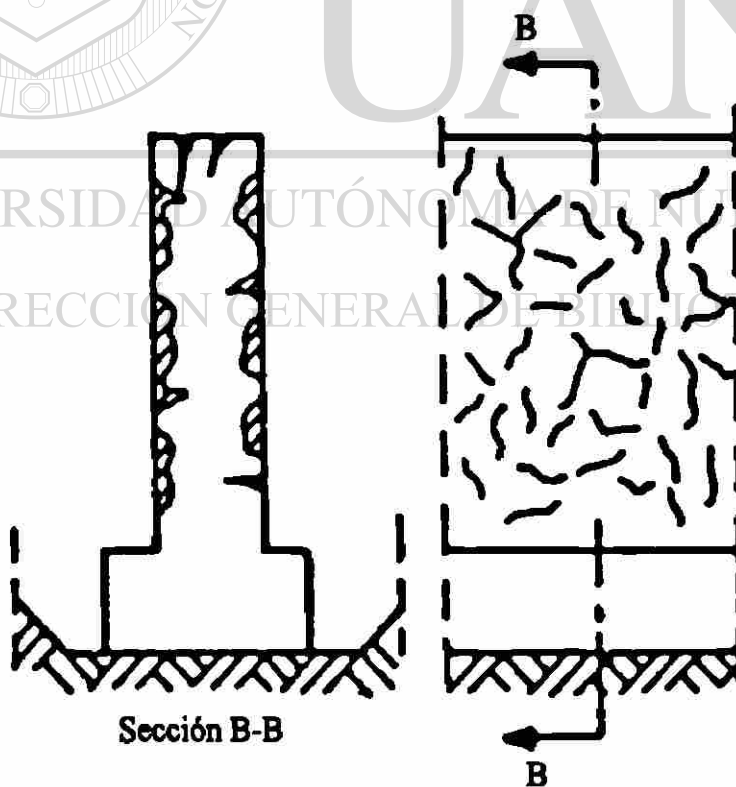
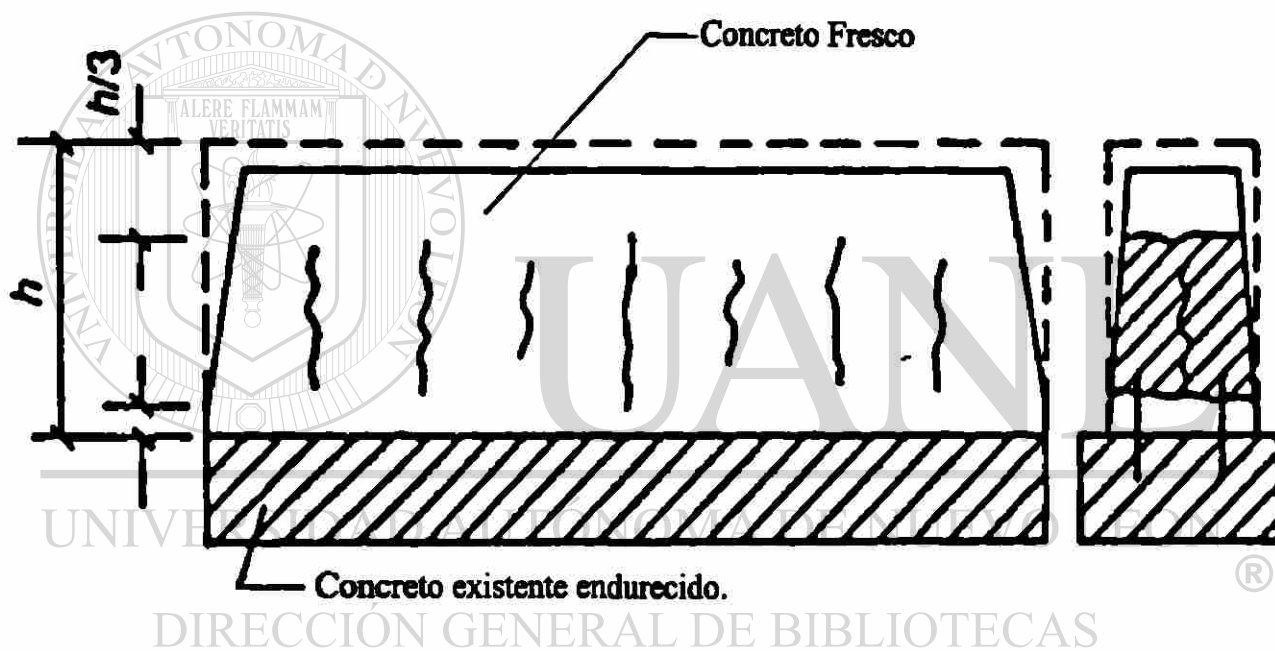


Figura No. 28 (a)

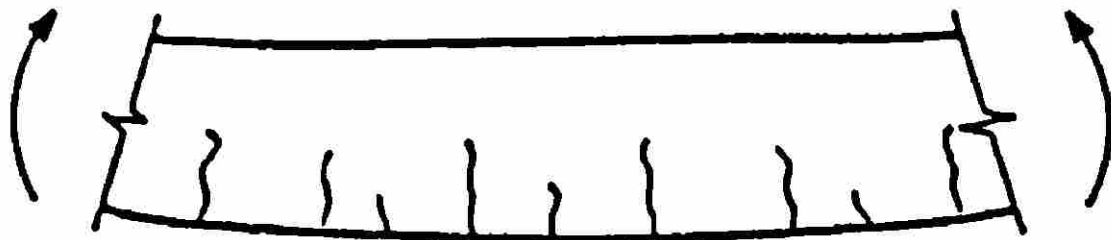
Deterioro del concreto endurecido por procesos físicos  
**Agrietamiento**  
**Contracción térmica temprana**



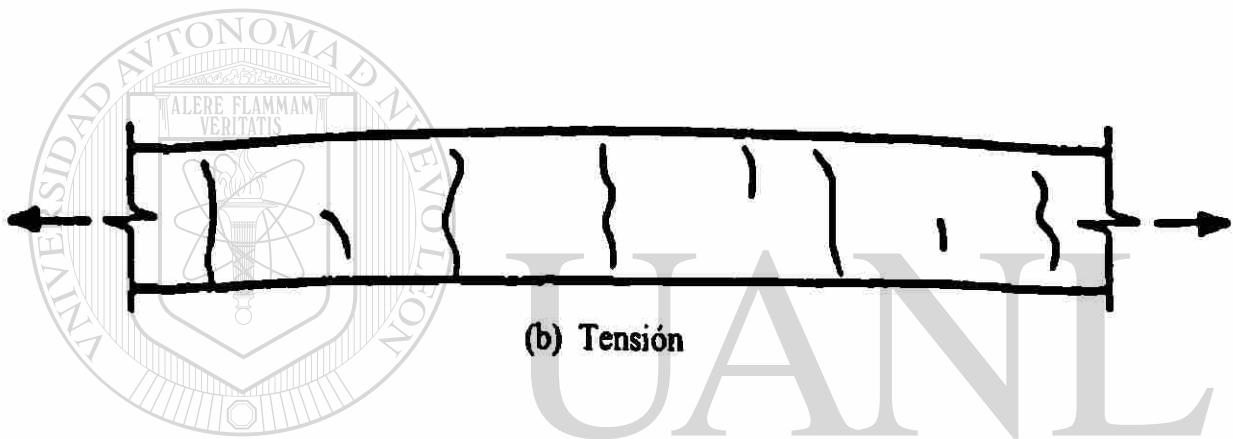
**Figura No. 28 (b)**

**Deterioro del concreto endurecido por procesos fisicos  
Agrietamiento  
Contracción térmica temprana**

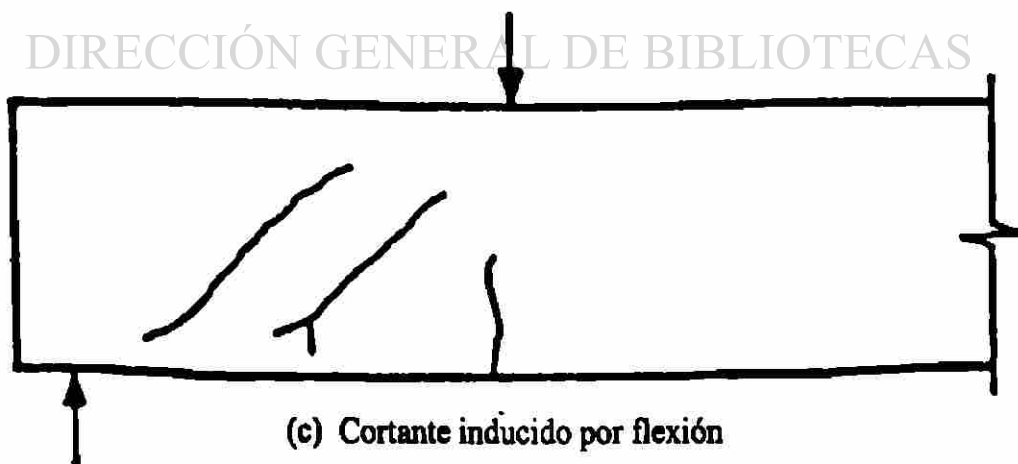




(a) Flexión



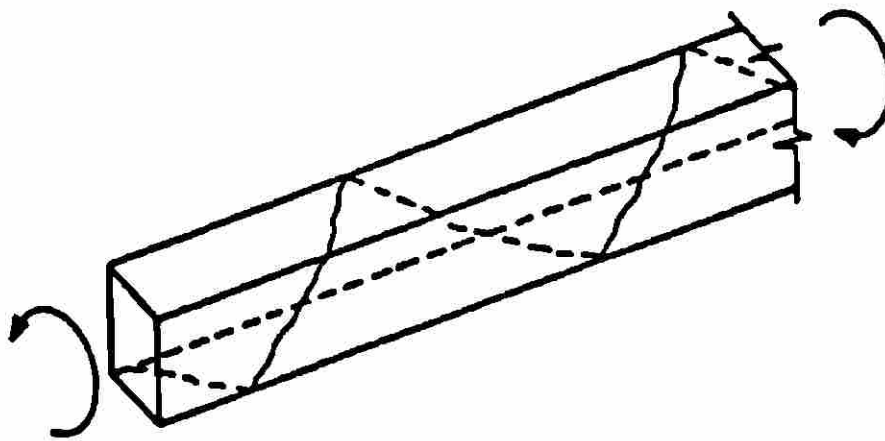
(b) Tensión



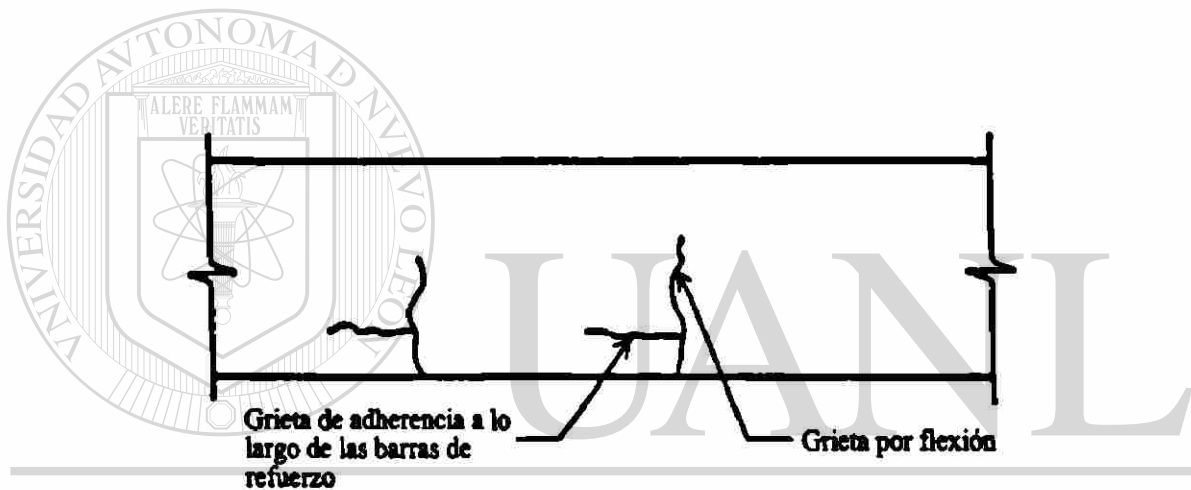
(c) Cortante inducido por flexión

Figura No. 29 (a), (b) y (c)

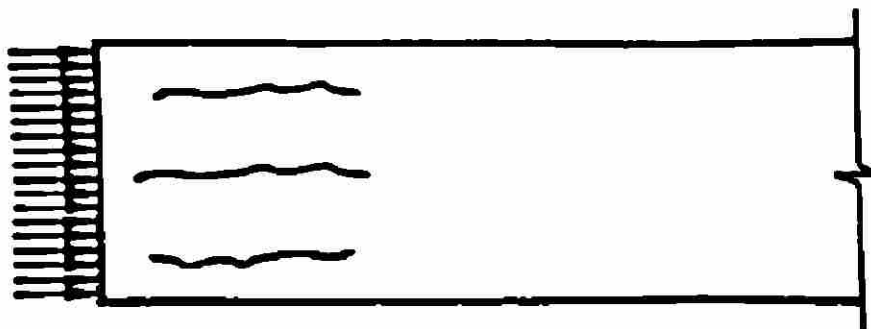
**Daños ocasionados por acciones mecánicas**  
**Actuación directa de cargas**  
**Agrietamiento**



(d) Torsión



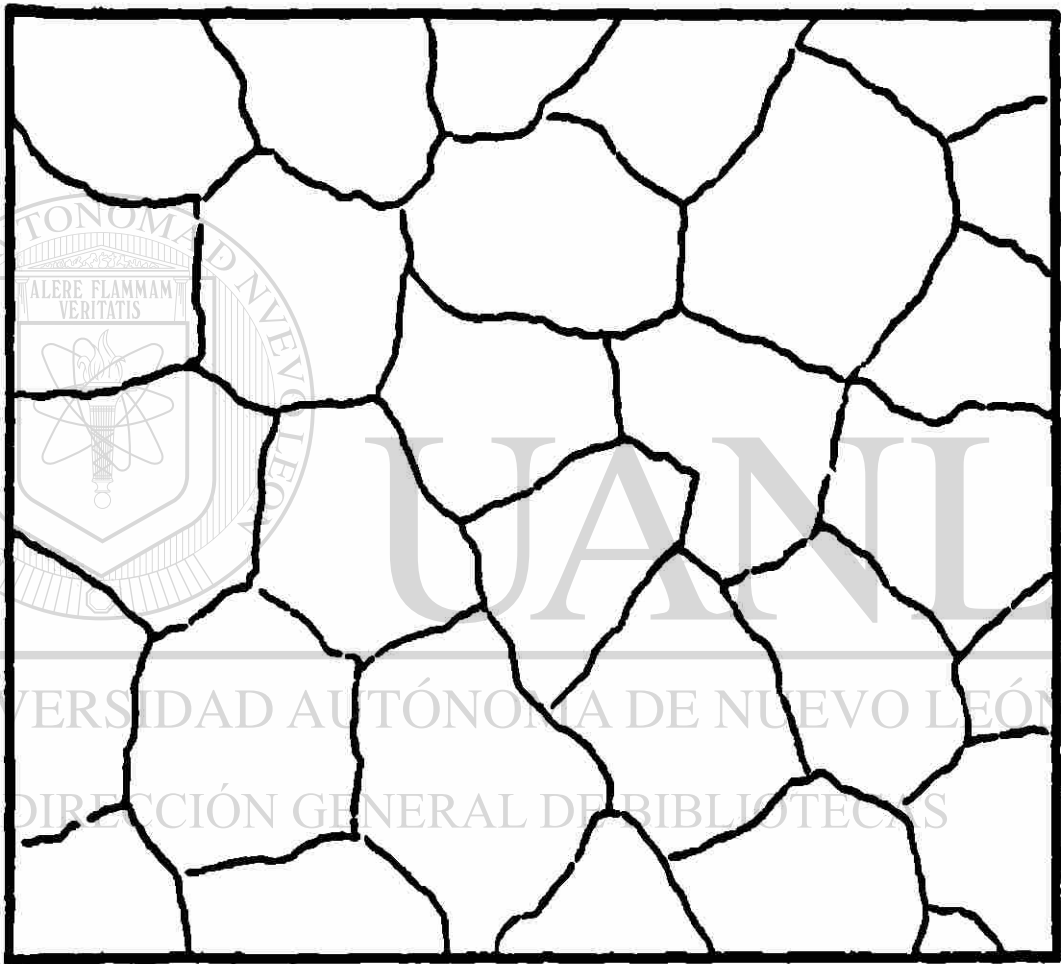
(e) Adherencia



(f) Compresión

Figura No. 29 (d), (e) y (f)

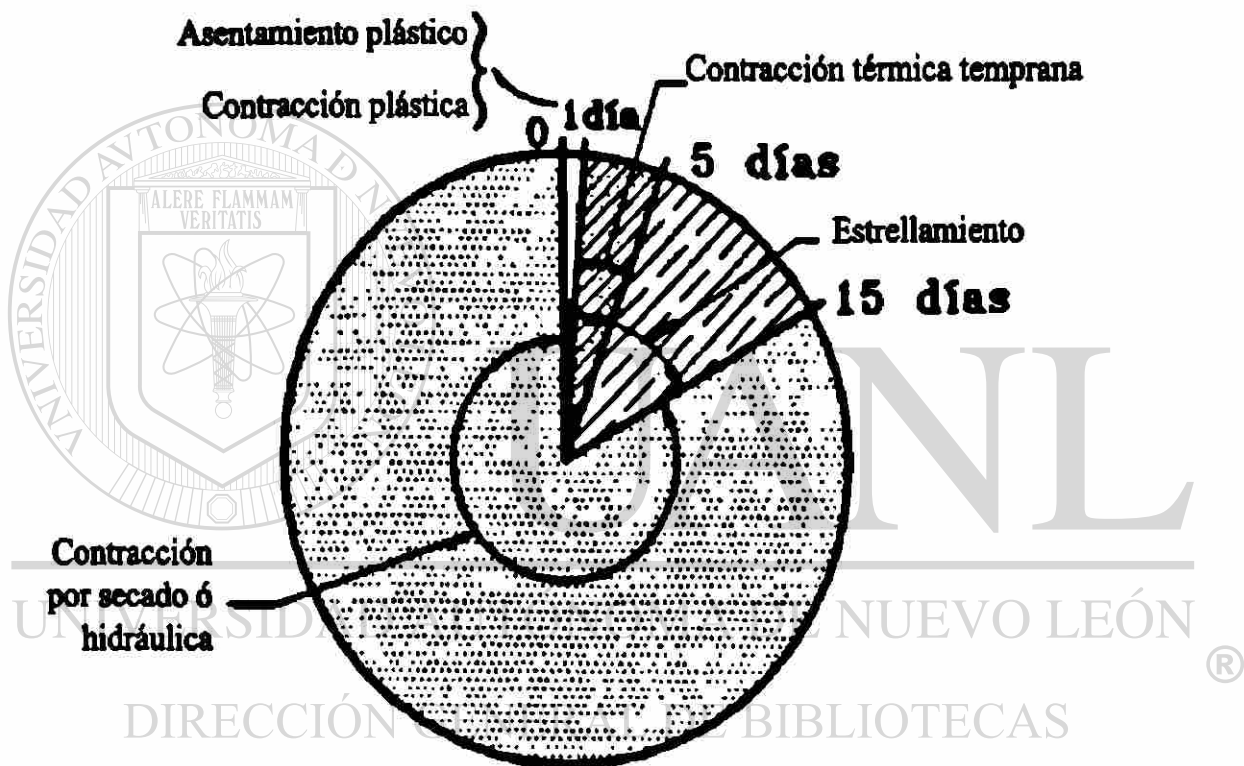
**Daños ocasionados por acciones mecánicas**  
**Agrietamiento por actuación directa de cargas.**  
**Agrietamiento**



**Figura No. 30**

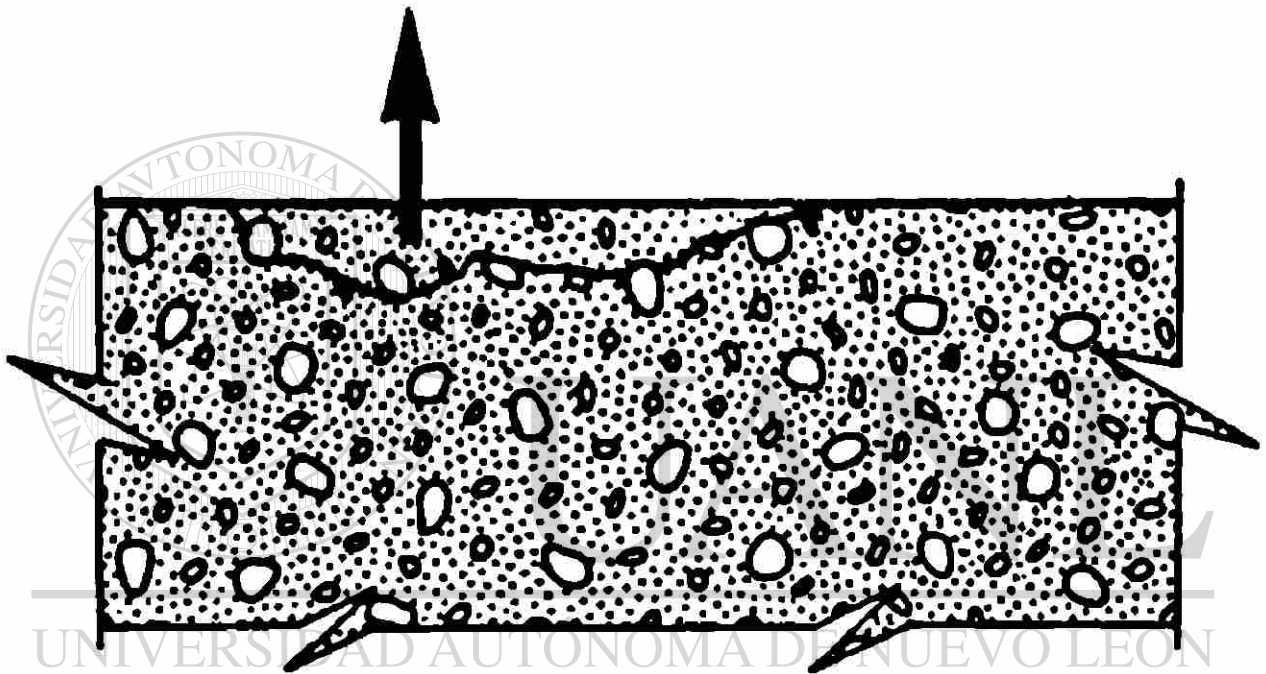
**Deterioro del concreto endurecido por procesos físicos  
Estrellamiento**

## EL PRIMER AÑO DEL CONCRETO



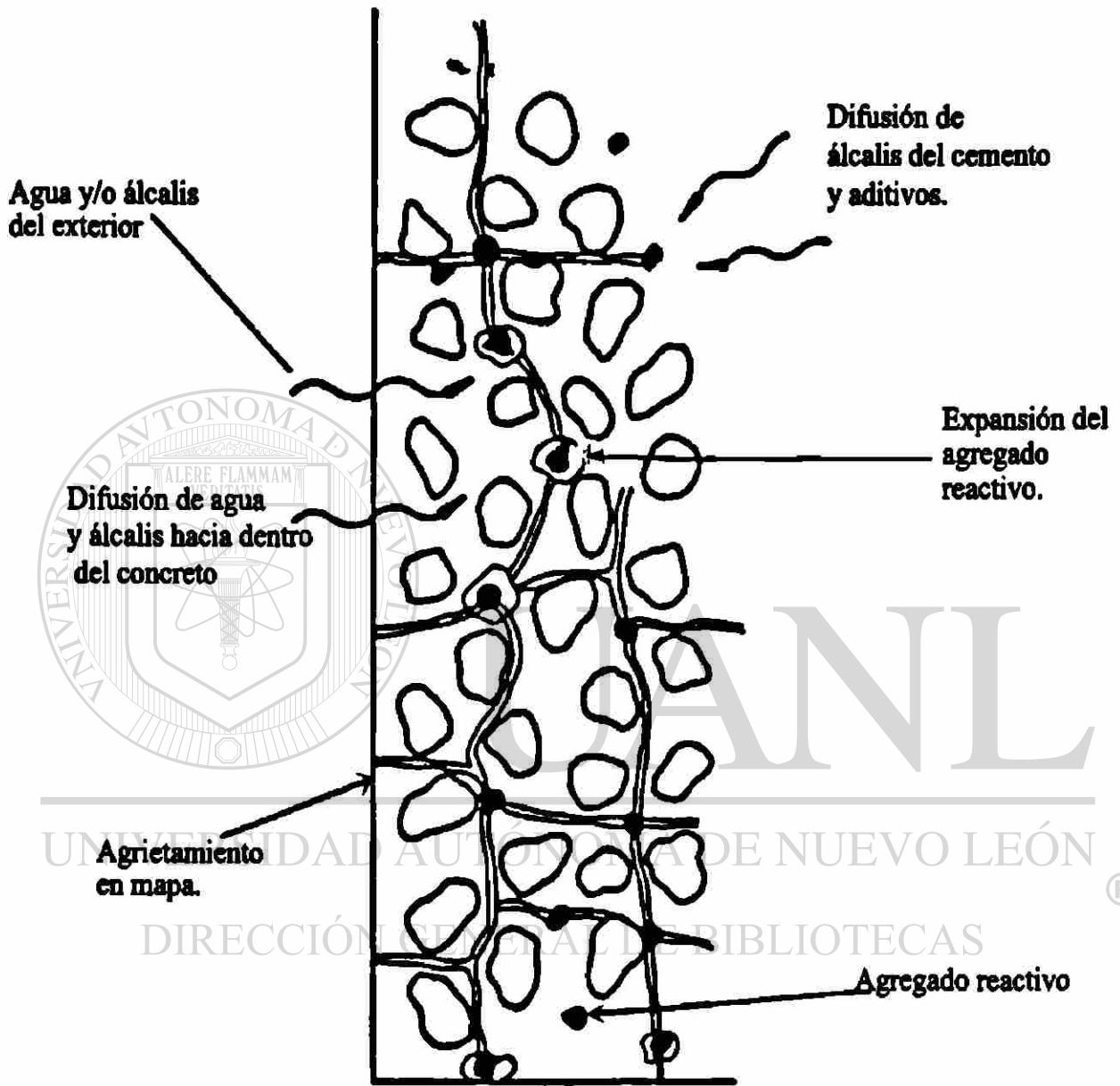
**Figura No. 31**

**Deterioro del concreto endurecido por procesos físicos  
Agrietamiento  
El primer año del concreto**



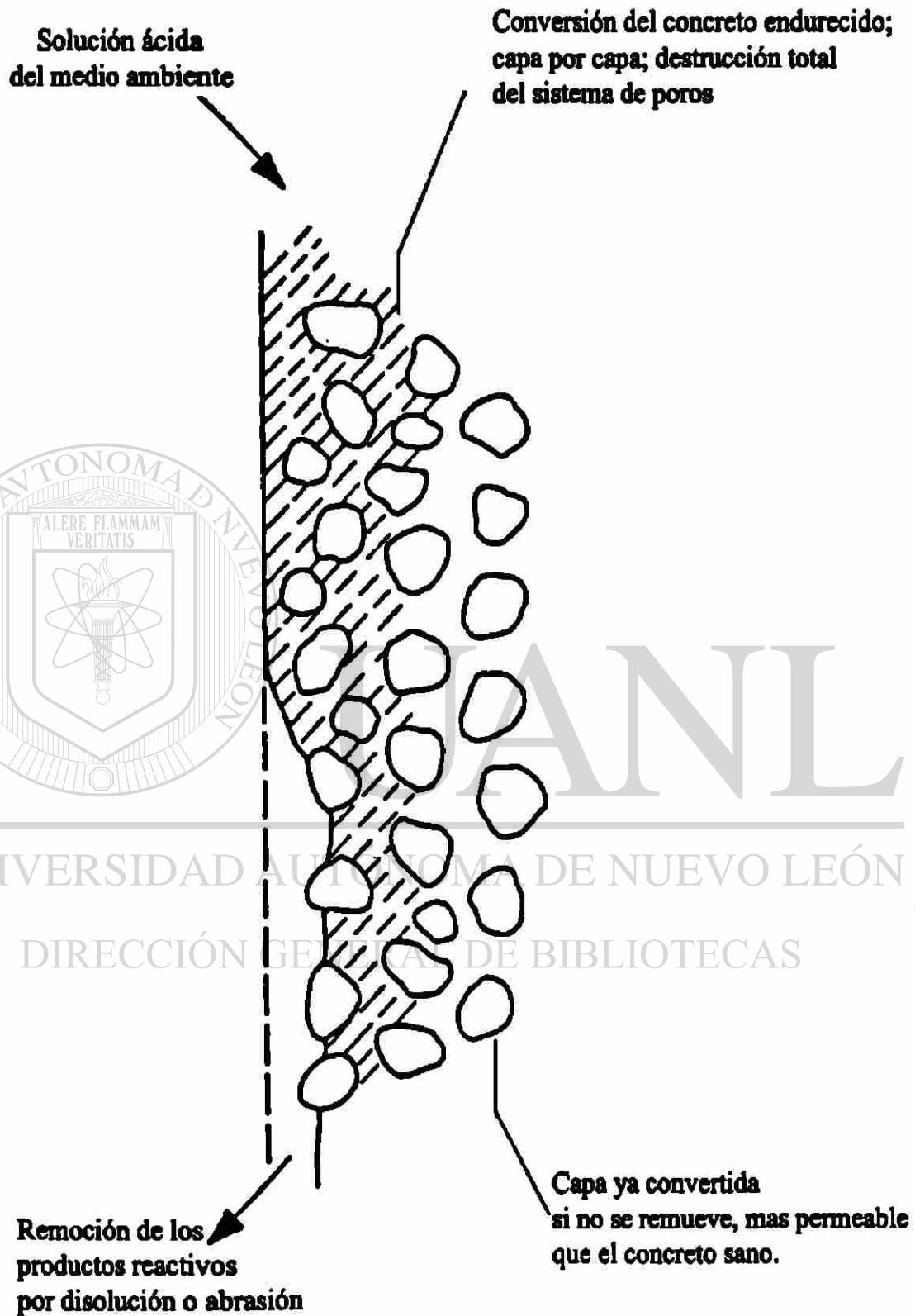
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

**Figura No. 32**  
**Deterioro del concreto endurecido por procesos físicos**  
**Agrietamiento**  
**Ciclos de congelación y deshielo**



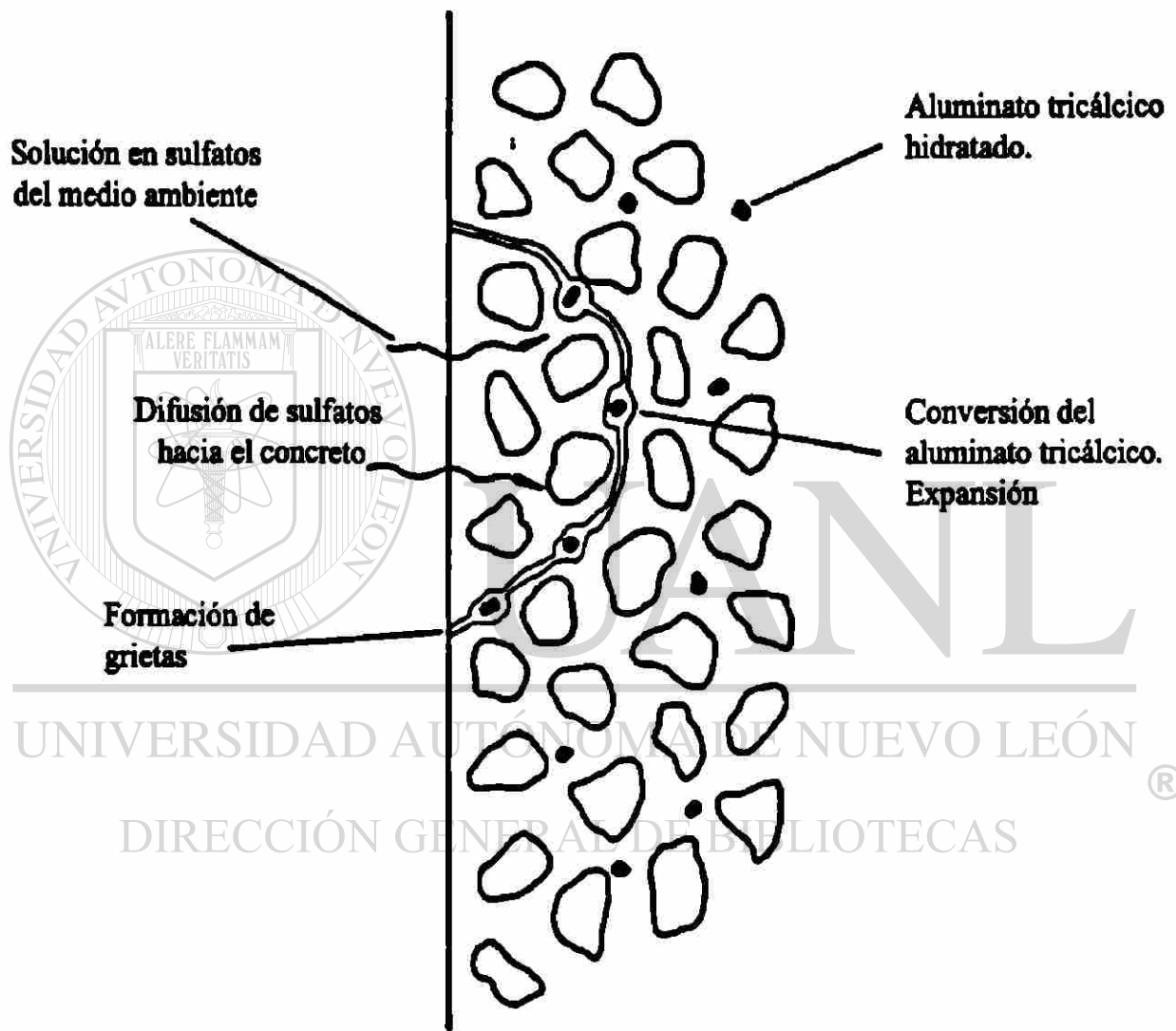
**Figura No. 33**

**Deterioro del concreto endurecido por procesos químicos**  
**Agrietamiento**  
**Reacción álcali-agregado**



**Figura No. 34**

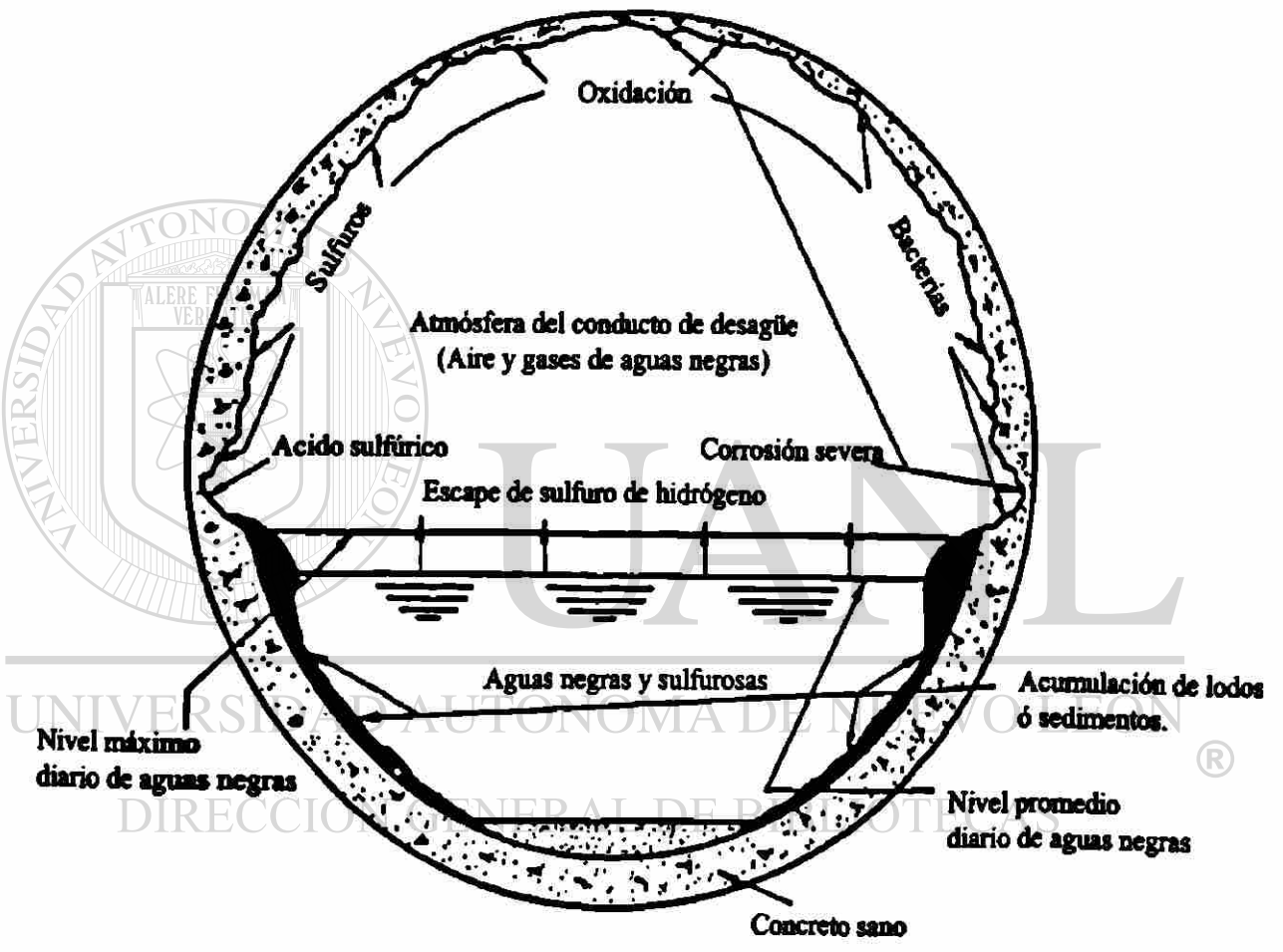
**Deterioro del concreto endurecido por procesos químicos  
Agresión de ácidos**



**Figura No. 35**

**Deterioro del concreto endurecido por procesos químicos  
Agresión de sulfatos**

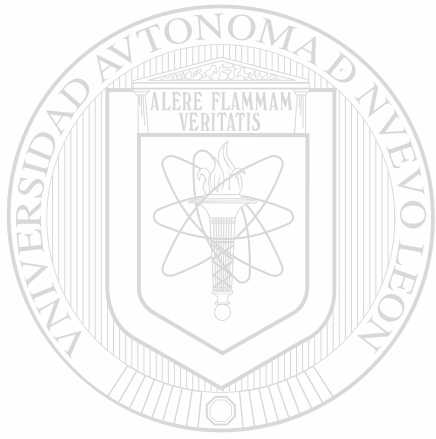




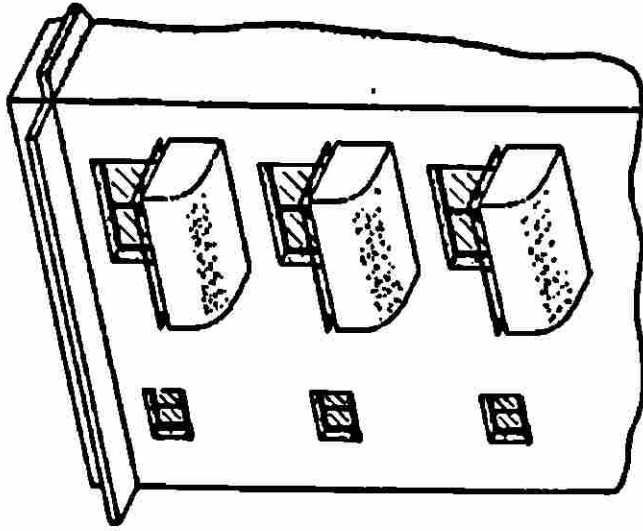
**Figura No. 36**

**Deterioro del concreto endurecido por procesos biológicos  
Aguas residuales en alcantarillados**

**ACCION DE LA LLUVIA**



UANL



**Figura No. 37**

**Deterioro superficial del concreto endurecido  
Depósitos de polvo por contaminación medioambiental**

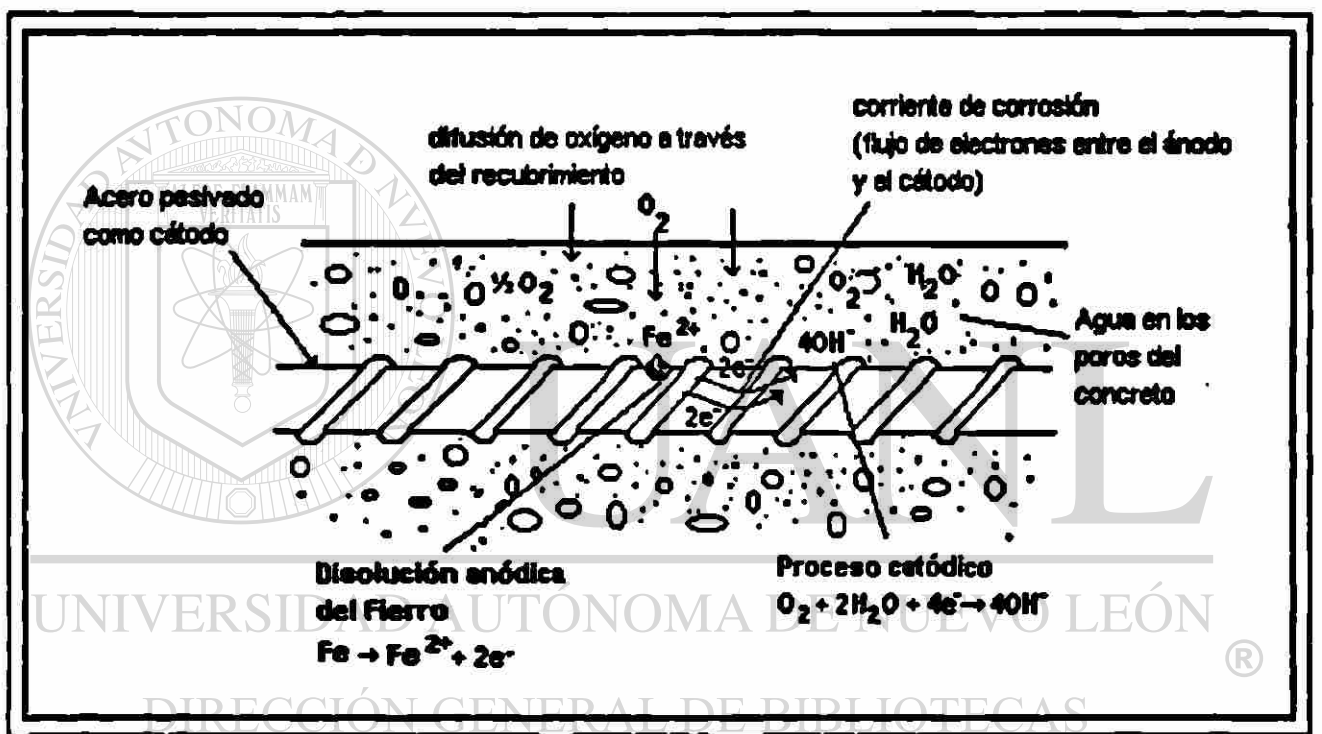
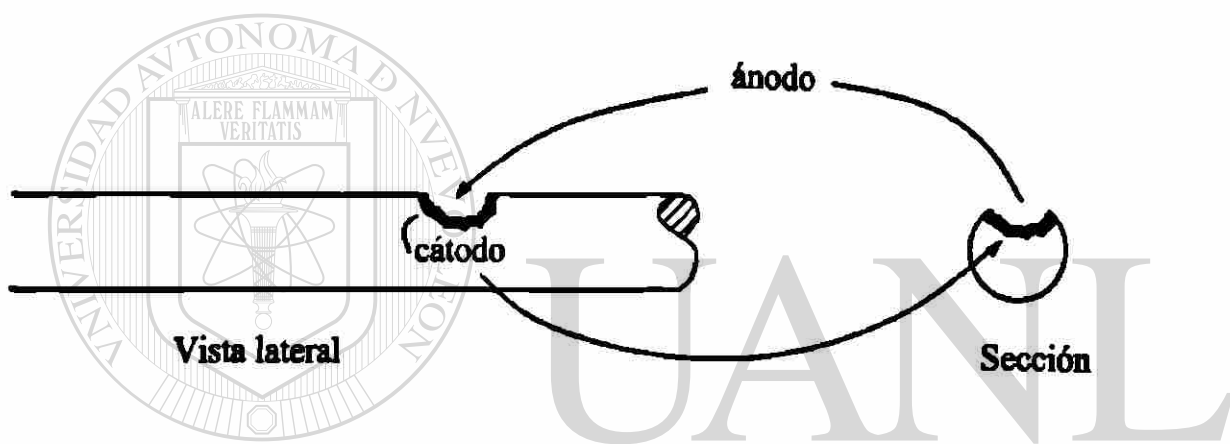


Figura No. 38

**Deterioro del concreto endurecido por procesos químicos**  
**Corrosión del acero de refuerzo**  
**Formación de la pila de corrosión en el concreto reforzado**



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

**Figura No. 39**

**Deterioro del concreto endurecido por procesos químicos  
Corrosión del acero de refuerzo  
Esquema de microcelda de corrosión**

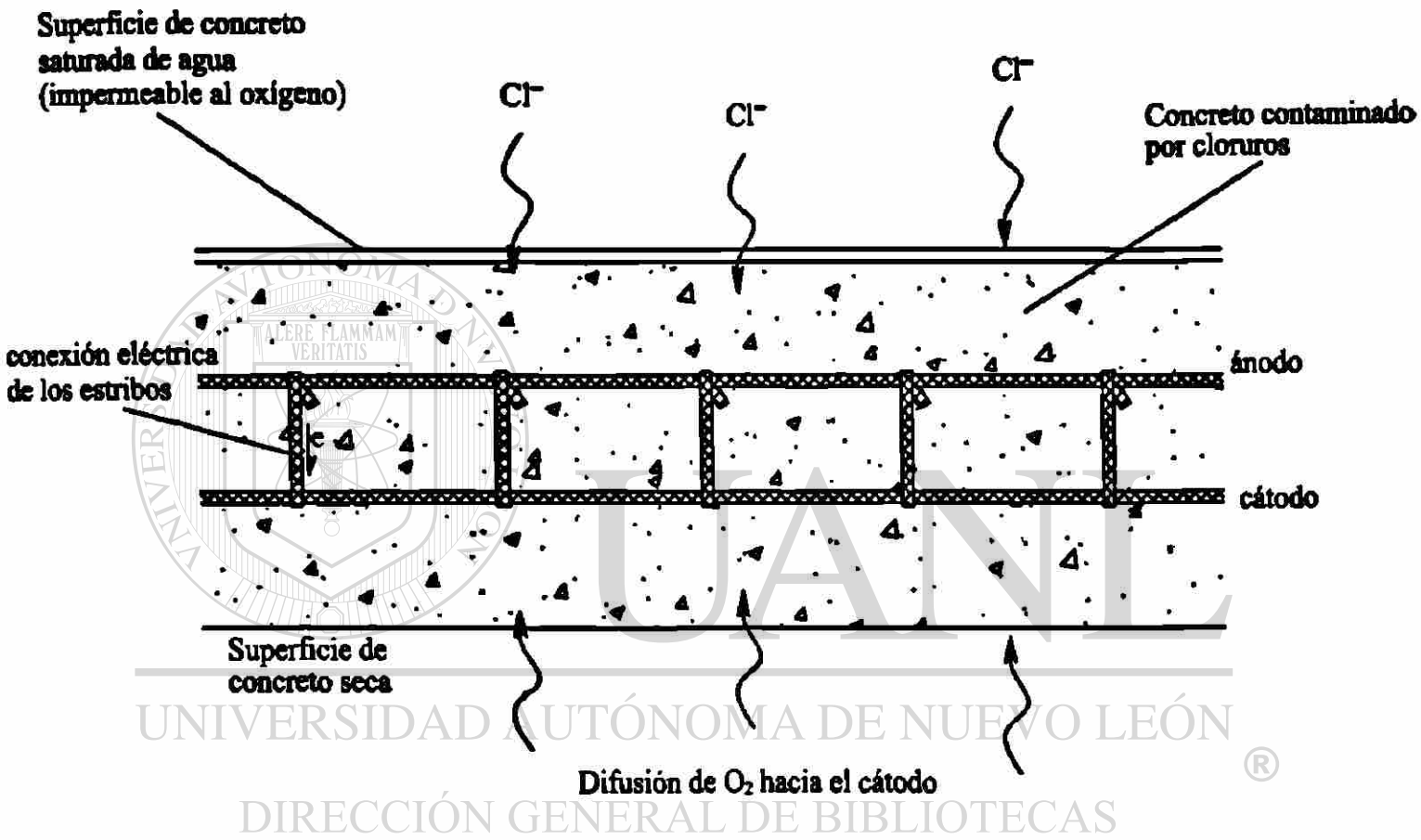


Figura No. 40

Deterioro del concreto endurecido por procesos químicos  
 Corrosión del acero de refuerzo  
 Esquema de macrocelda de corrosión

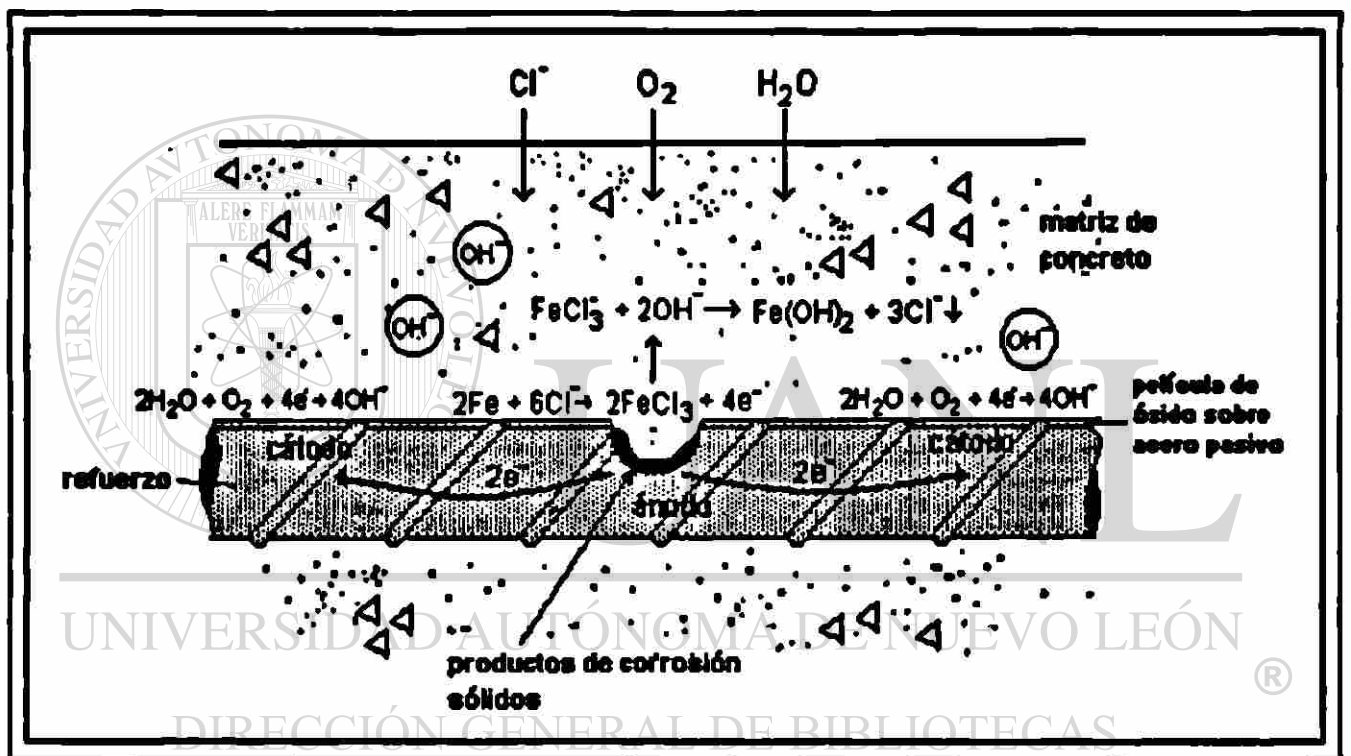
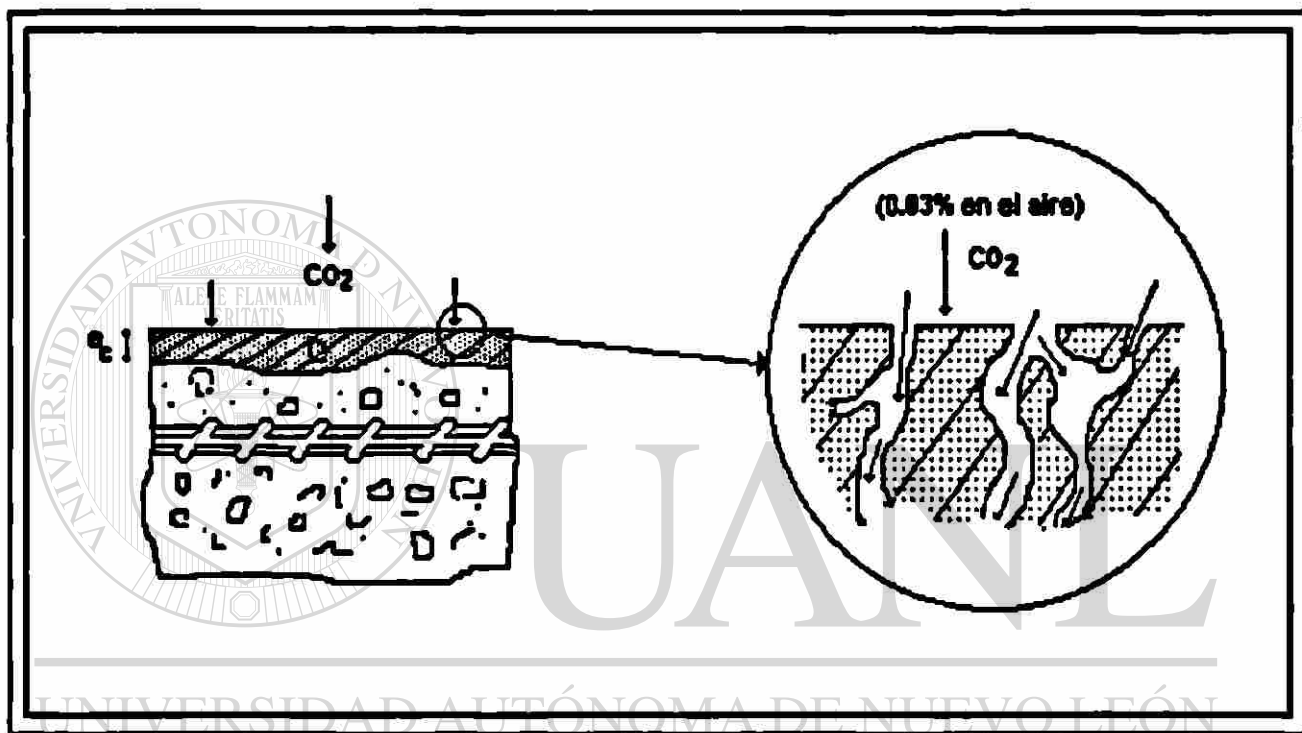


Figura No. 41

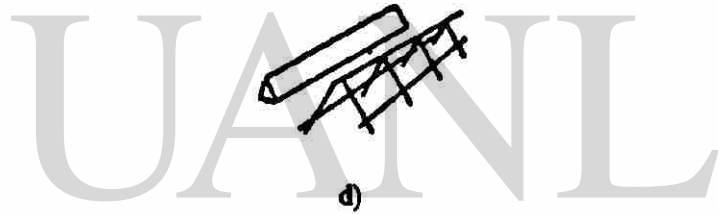
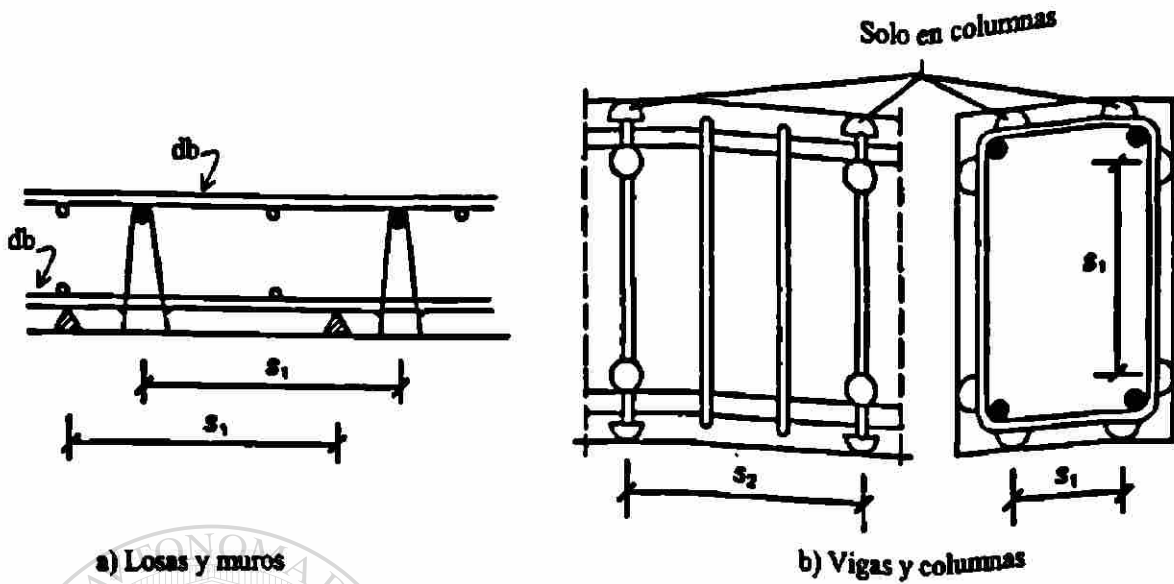
Deterioro del concreto endurecido por procesos químicos  
 Corrosión del acero de refuerzo  
 Mecanismo de corrosión por picaduras debido a los cloruros



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

**Figura No. 42**

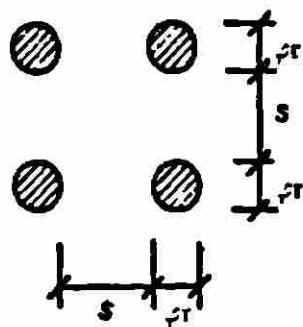
**Deterioro del concreto endurecido por procesos químicos  
Corrosión del acero de refuerzo  
Carbonatación en el concreto**



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



$$\phi_r = 1.2 (\phi \text{ nominal})$$

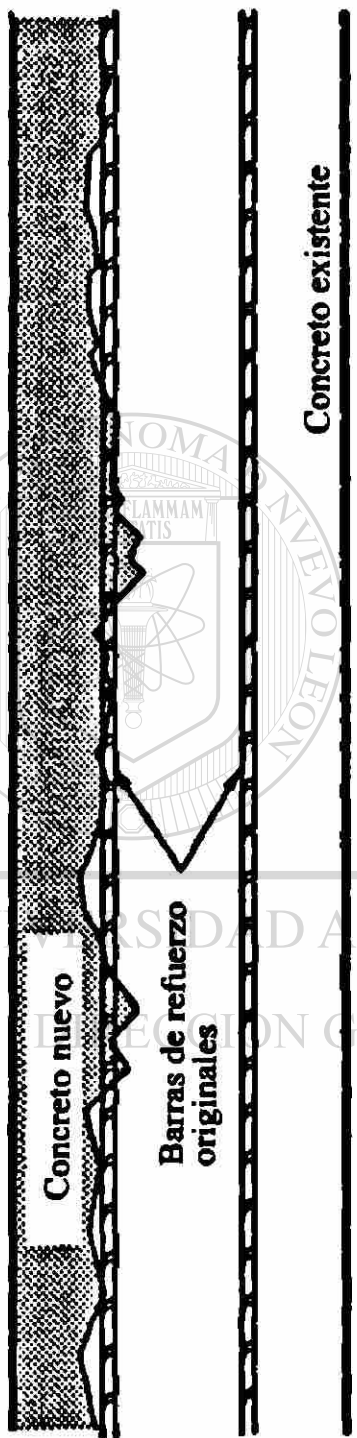
$$S > 30 \text{ mm}$$

$$S > 1.5 (\text{Tamaño máximo agregado})$$

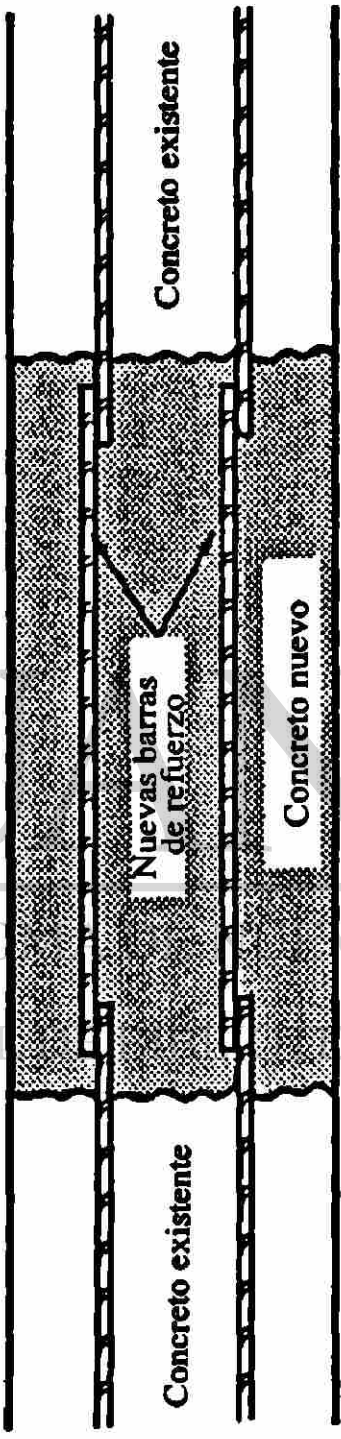
Figura No. 43

**Protección del acero de refuerzo  
Recubrimientos y separación entre barras  
Accesorios para el habilitado**



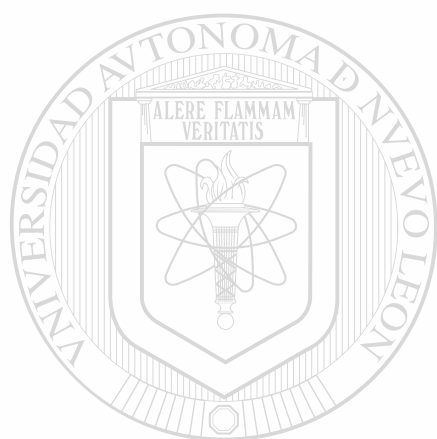


Reparación



Reconstrucción Parcial

**Figura No. 44**  
**Intervenciones terapéuticas**  
**Reparación vs. Reconstrucción Parcial**



UANL

---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

**ANEXO C**

---

***Cuadros, Gráficas y Tablas***

## LISTA DE CUADROS

- Cuadro No.1** Acciones, solicitaciones ó perturbaciones.
- Cuadro No.2** Etapas de la vida de una estructura.
- Cuadro No.3** Factores que influyen en el deterioro y en el desempeño de las estructuras del concreto reforzado.
- Cuadro No.4** Secuencia de actividades para el tratamiento de problemas patológicos estructurales.
- Cuadro No.5** Mecanismos de transporte de agentes nocivos hacia el interior del concreto.
- Cuadro No.6** Clasificación de las fallas con base en la etapa de la vida estructural en la que se originan.
- 
- Cuadro No.7** Posición de algunos metales de acuerdo a la energía requerida para extraerlos de sus menas.
- Cuadro No.8** Clasificación de grietas intrínsecas ó no estructurales.
- Cuadro No.9** La terapéutica estructural.  
Estrategia para definir la conducta a seguir en los procesos patológicos.

**ACCIONES,  
SOLICITACIONES  
O  
PERTURBACIONES**

Inducen efectos en la estructura en situaciones ordinarias, extraordinarias y transitorias.

**AGRESIONES.**

Asociadas a durabilidad.

No pueden incluirse en los cálculos de mecánica estructural.

**CARGAS Y DEFORMACIONES IMPUESTAS.**

Asociadas a resistencia, rigidez y estabilidad.

Pueden introducirse en los cálculos de mecánica estructural en términos de fuerzas y desplazamientos.

**Permanentes.-** Obran sobre la estructura en forma continua.

**Variables.-** Su intensidad varía no monotónicamente con el tiempo con respecto a su valor medio.

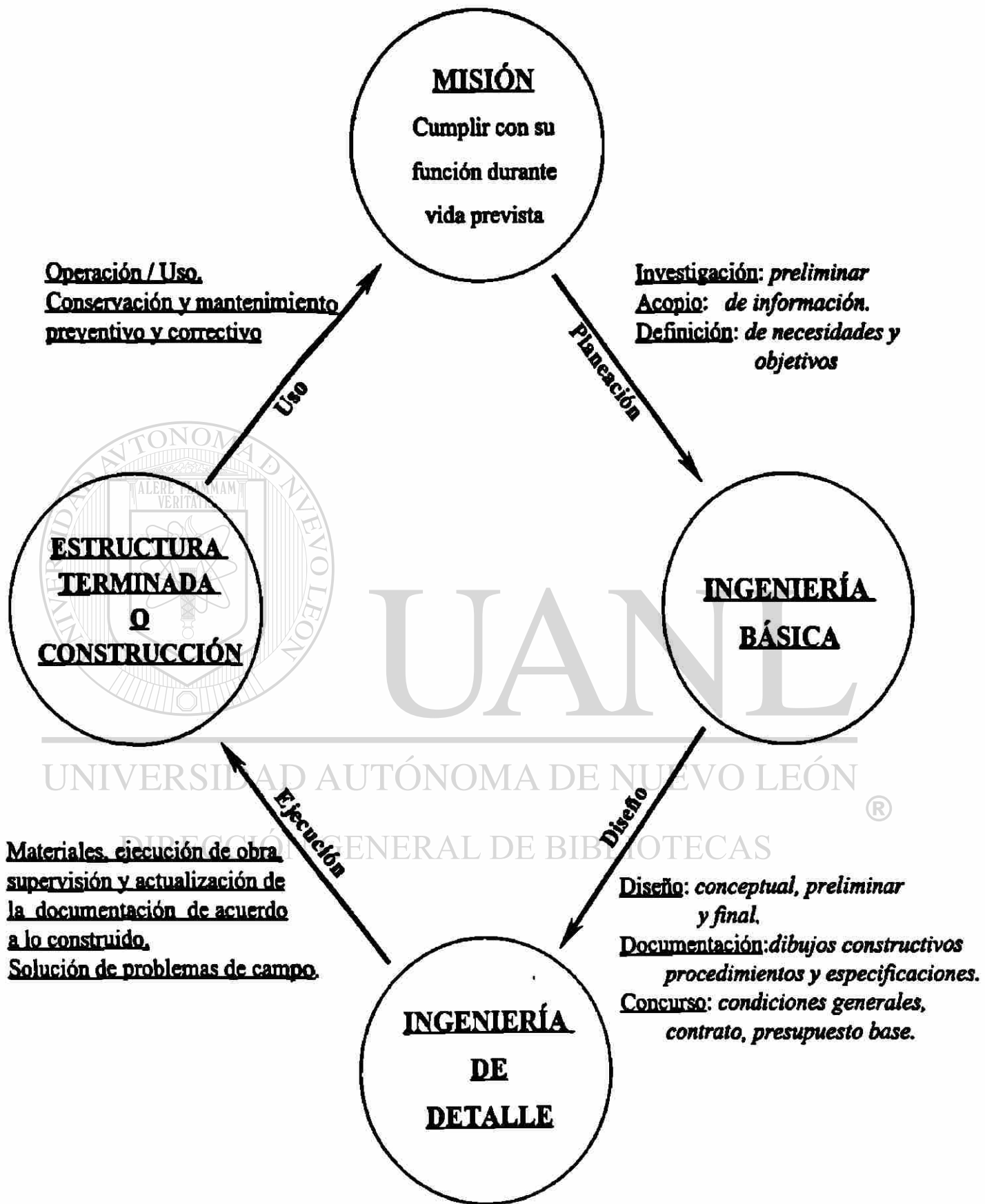
**Accidentales.-** Obedecen a causas naturales. Corta duración con intensidad significativa

**Físicas.-** Desgaste y/o deterioro en ausencia de reacciones químicas.

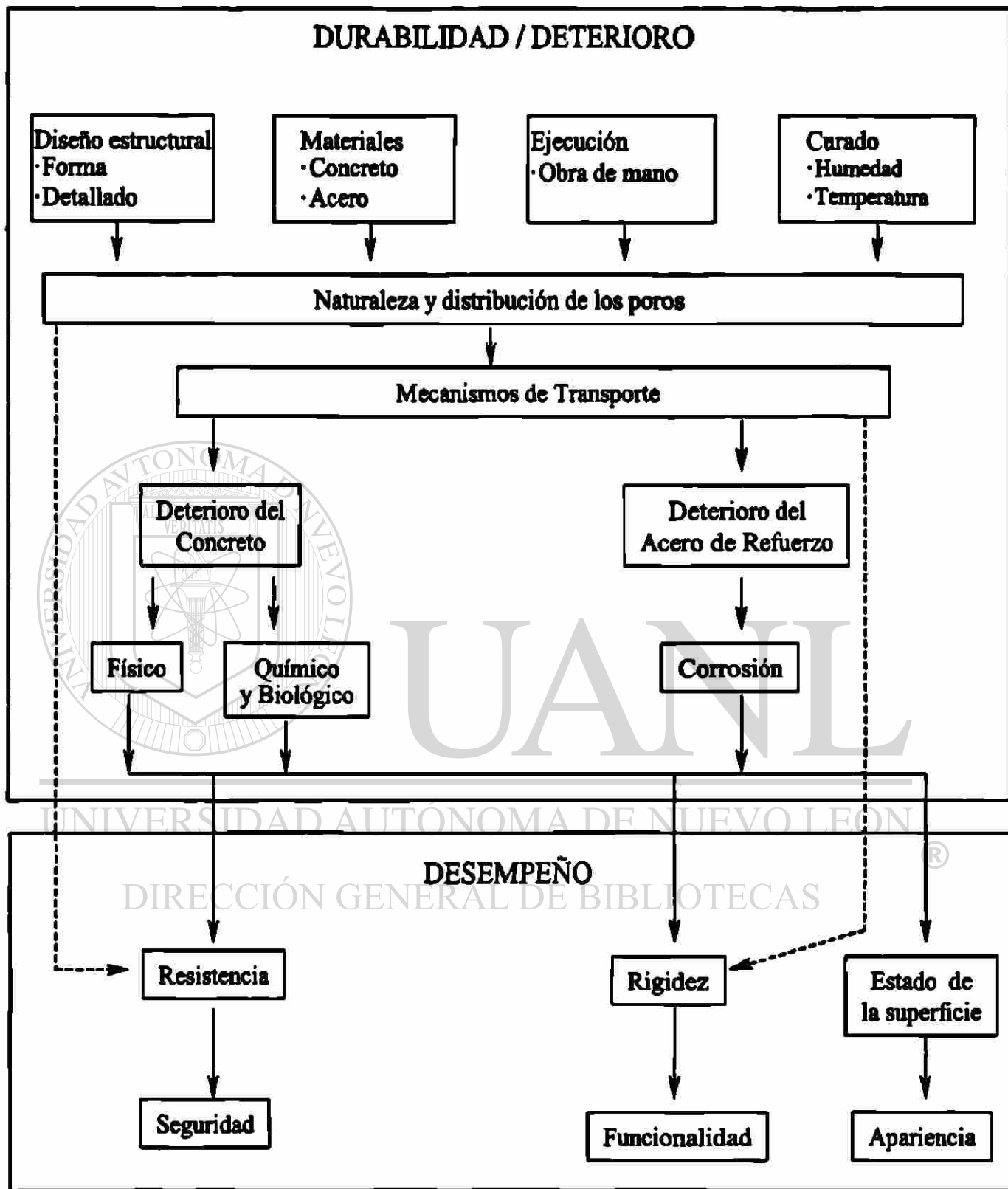
**Químicas.-** Descomposición del concreto inducida por reacciones químicas.

**Biológicas.-** Desarrollo de algas, musgo, líquenes y bacterias anaeróbicas.

**Corrosión.-** Oxidación electroquímica acompañada de aumento importante de volumen por pérdida de la película pasiva protectora.

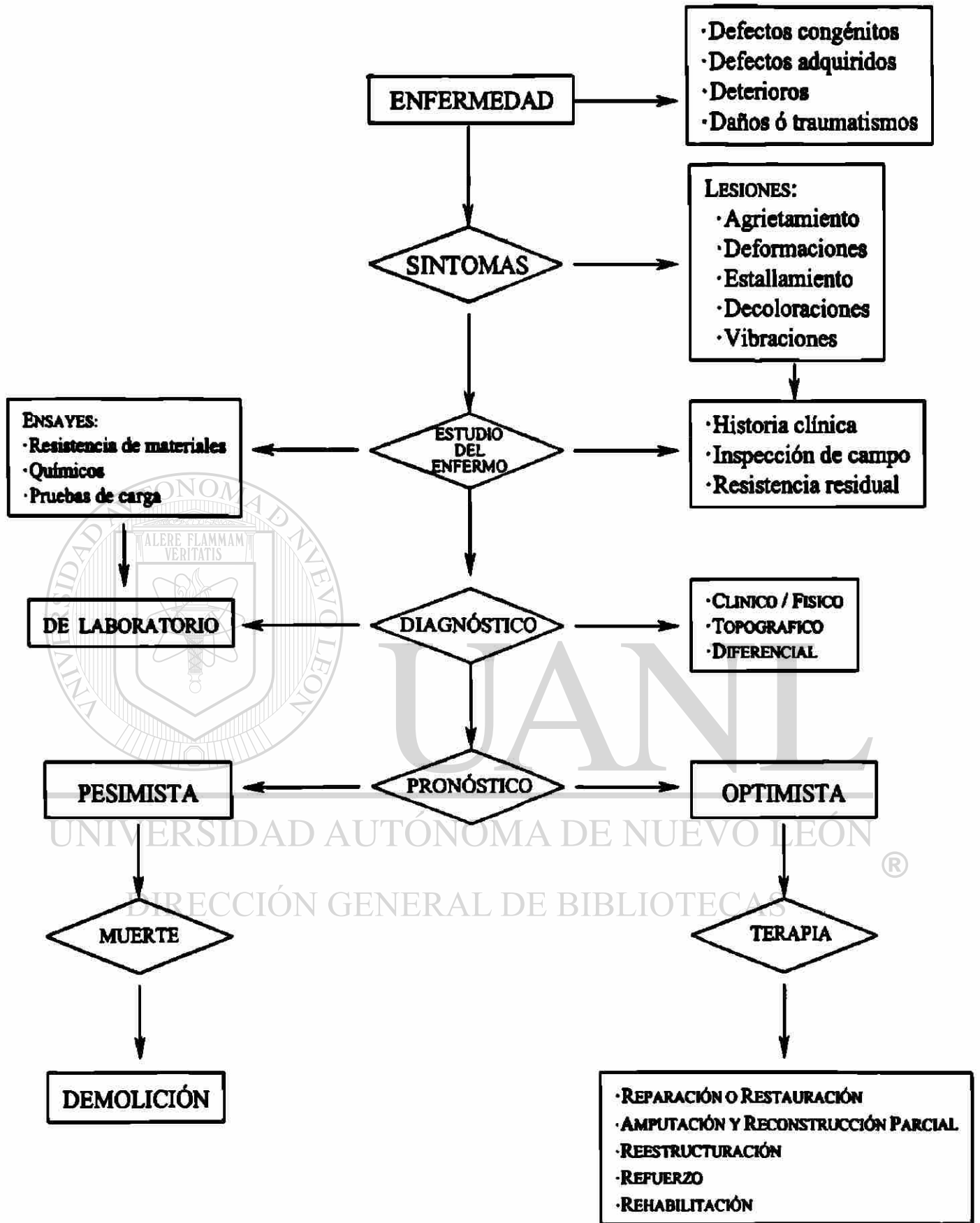


**ETAPAS DE LA VIDA DE UNA ESTRUCTURA  
CUADRO No.2**



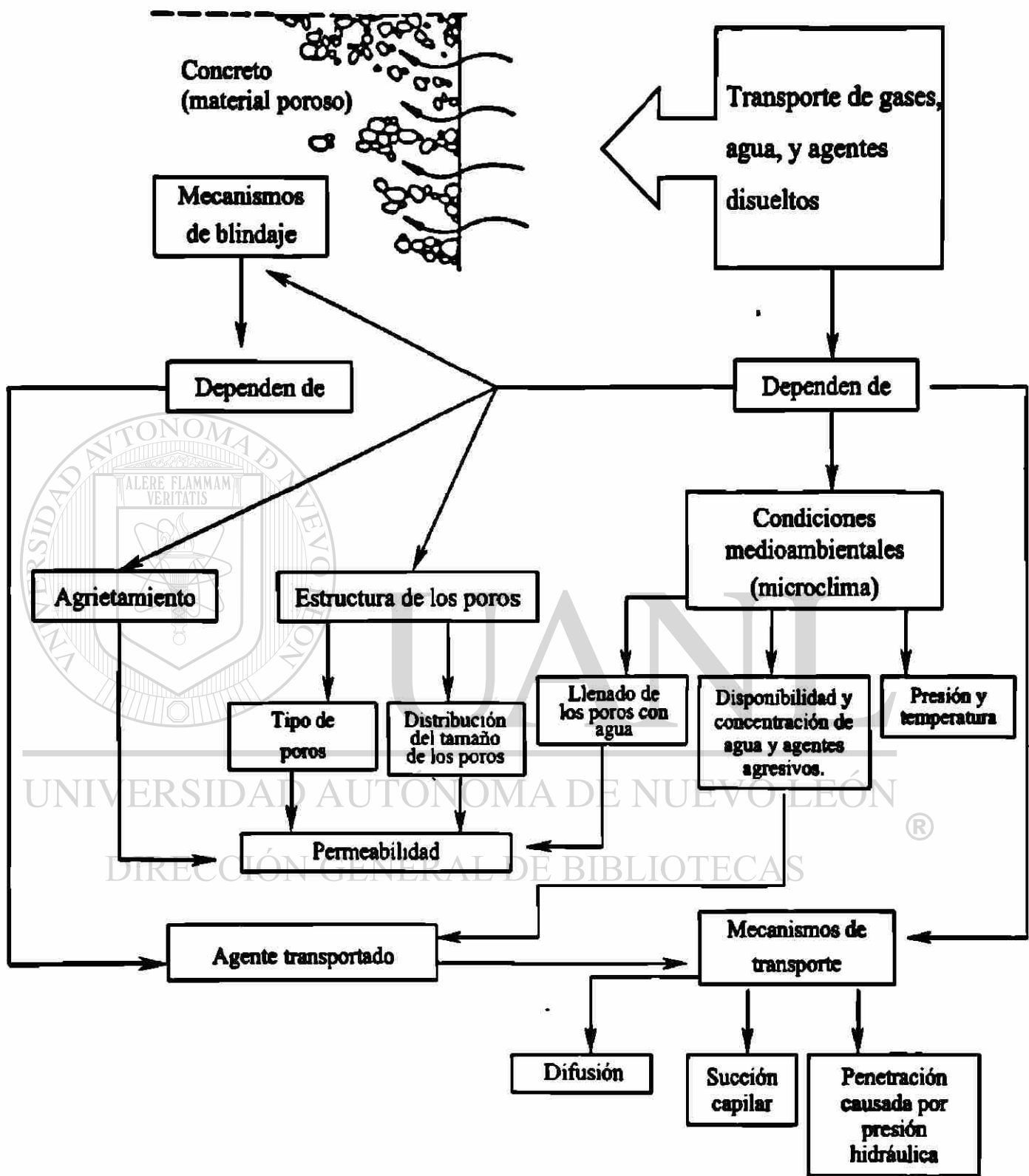
**CUADRO No. 3**

**Factores que influyen en el deterioro  
y en el desempeño de las estructuras de concreto reforzado**



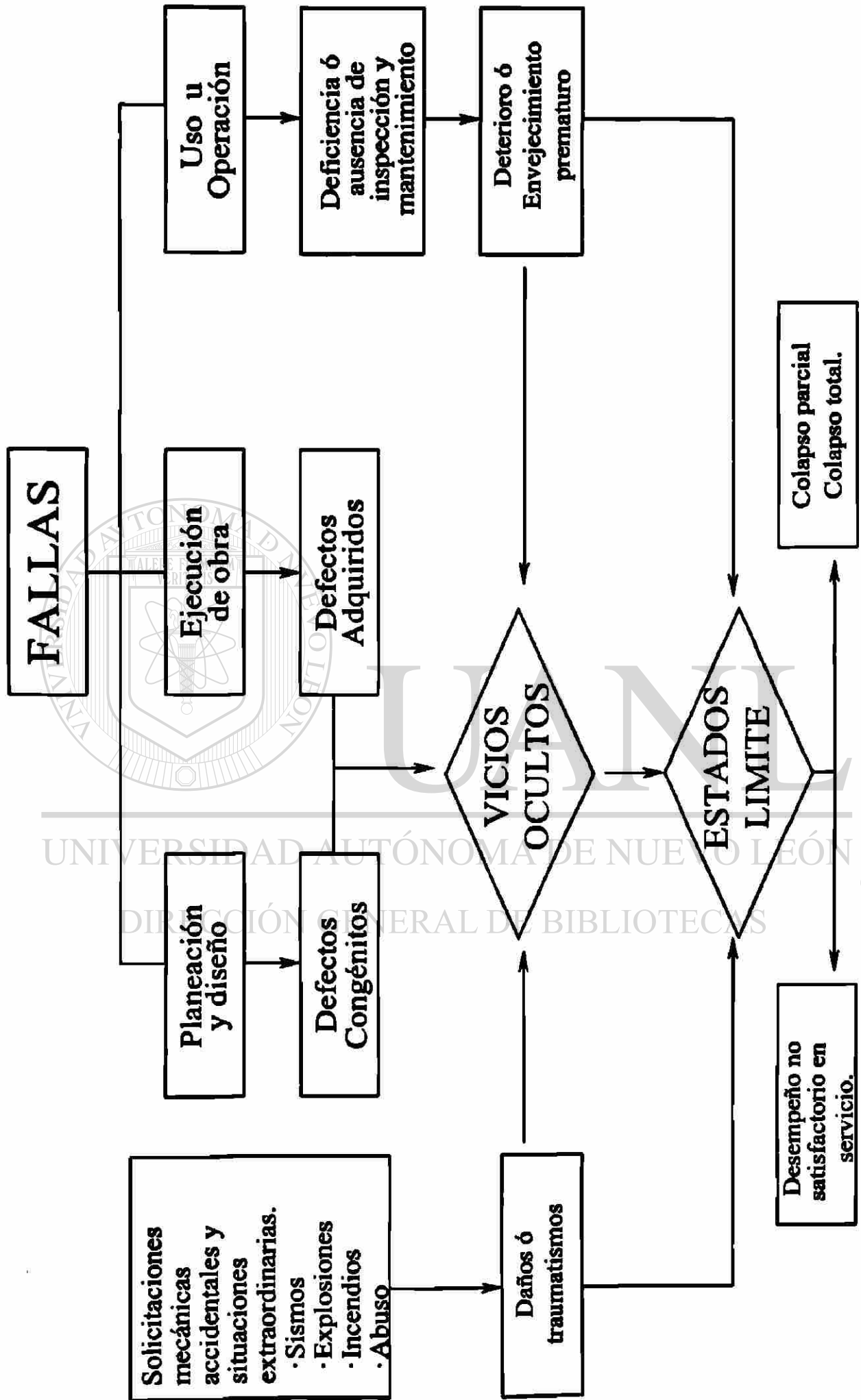
**CUADRO No.4**

**Secuencia de actividades para el tratamiento de problemas patológicos estructurales**



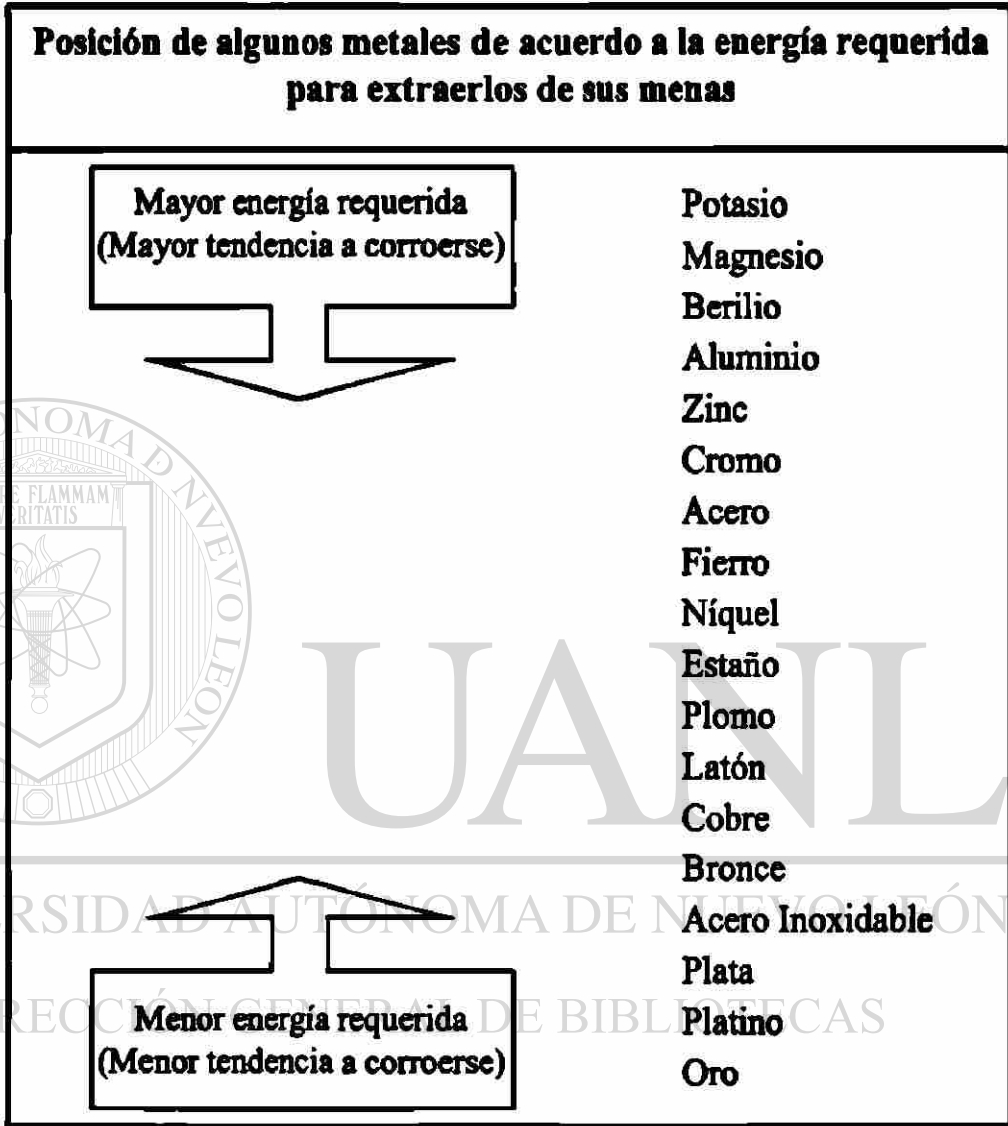
**CUADRO No. 5**  
**Mecanismos de transporte de agentes nocivos hacia dentro del concreto**





**CUADRO No. 6**

**Clasificación de fallas con base en la etapa de la vida estructural en que se originan.**



**Cuadro No. 7**

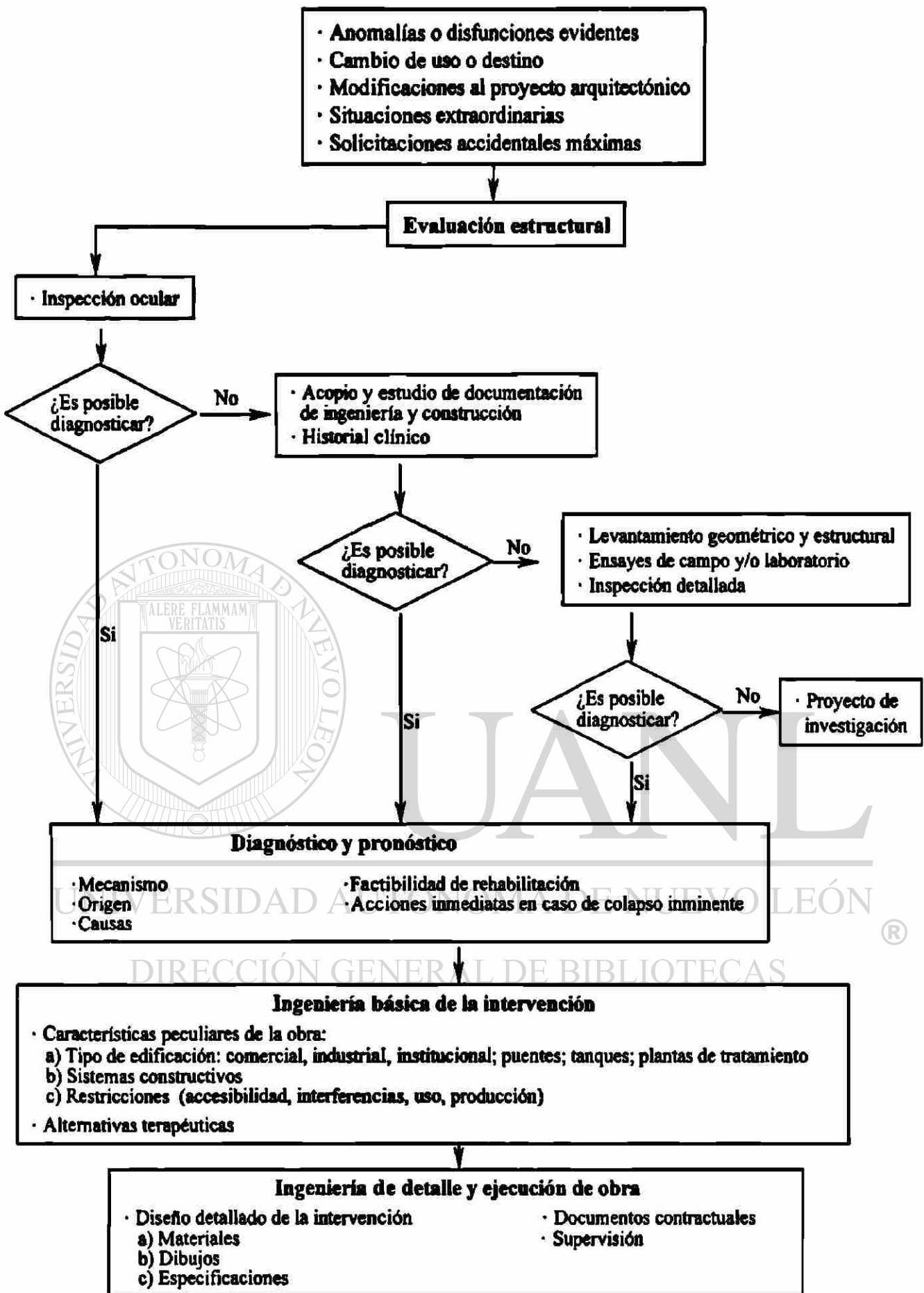
**Deterioro del concreto endurecido por procesos químicos  
Corrosión del acero de refuerzo**

**Posición de algunos metales de acuerdo a la energía requerida para extraerlos de sus menas**

Tipo de Agrrietamiento	Posición en Figura No. 19		Localización mas común	Causa Primaria (exceptuando restricción)	Causa Secundaria	Considerando que rediseñar es imposible Remedio En todos los casos reducir restricción	Tiempo de Aparición
	A	B					
Asentamiento Plástico		Sobre barras de refuerzo	Secciones apertadas	Exceso de sangrado	Secado violento a edad temprana.	Reducir el sangrado o revibrado	10 minutos a 3 horas
	B	-----	Parte superior de columnas				
	C	Cambio de espesor	Losas compuestas con lámina o encasetonadas				
Contracción Plástica	D	Diagonal	Pavimentos y losas	Secado rápido a edad temprana.	Baja velocidad de sangrado	Iniciar curado lo mas pronto posible.	30 minutos a 6 horas
	E	Alcatoría	Losas sólidas	Secado rápido a edad temprana.			
	F	Sobre el acero de refuerzo	Losas sólidas	Accro en lecho superior.			
Contracción térmica temprana	G	Restricción externa	Muros gruesos	Generación de calor excesivo.	Enfriamiento rápido	Reducir el calor de hidratación ó proporcionar aislamiento.	1 día a 2 a 3 semanas
	H	Restricción interna	Losas gruesas	Exceso de gradientes térmicos.			
Contracción por secado a largo plazo	I	-----	Losas y muros delgados	Juntas ineficientes	Exceso de contracción. Curado inadecuado.	Reducir el contenido de agua. Mejorar el curado.	Varias semanas o meses
	J	Superficies en contacto con cimbras.	Concretos aparentes	Encofrados excesivamente impermeables.	Mezclas ricas	Mejorar curado y acabado.	1-7 días en ocasiones mucho después
Estrellamiento	K	Concreto pulido	Losas	Exceso de pulido	Curado Pobre		
	L	Natural	Columnas y vigas	Recubrimiento deficiente	Concreto de calidad pobre	Eliminar las causas mencionadas	Mas de 2 años
Corrosión del acero de refuerzo	M	Cloruro.	Concreto prefabricado	Exceso de cloruro de calcio			
Reacción Alcali-Agregado	N	-----	Sectores húmedos	Agregados reactivos con cementos ricos en álcalis		Eliminar las causas mencionadas	Mas de 5 años

Cuadro No. 8

Clasificación de grietas intrínsecas o no estructurales en elementos de concreto. Trabajar este cuadro con la figura No. 19 y la gráfica No. 17



**Cuadro No. 9**

**La terapéutica estructural**  
**Estrategia para definir la conducta a seguir**  
**en el tratamiento de los procesos patológicos estructurales**

## LISTA DE GRAFICAS

- Gráfica No.1** Ley de De Sitter.
- Gráfica No.2** Relación entre el desempeño y vida de servicio de una estructura.
- Gráfica No.3** Relación del espesor del recubrimiento carbonatado con el tiempo y con la humedad ambiental.
- Gráfica No.4** Modelo de Tuutti. Vida útil con respecto a la corrosión de las barras de refuerzo.
- Gráfica No.5** Fases del desarrollo de un incendio.
- Gráfica No.6** Influencia de la temperatura sobre la resistencia a la compresión del concreto.
- Gráfica No.7** Influencia de la temperatura sobre la resistencia a la tensión del acero.
- Gráfica No.8** Influencia de la temperatura en las características mecánicas de un acero suave.
- Gráfica No.9** Curva de presiones-tiempo provocada por una explosión.
- Gráfica No.10** Protección del acero de refuerzo.  
Aberturas máximas de grietas.  
Criterio para aceptación de agrietamiento.
- Gráfica No.11** Protección del acero de refuerzo.  
Control de calidad. Tiempos recomendados de curado.

**Gráfica No.12** Variación del contenido crítico de cloruros con la humedad relativa en el medio ambiente y con el grado de carbonatación.

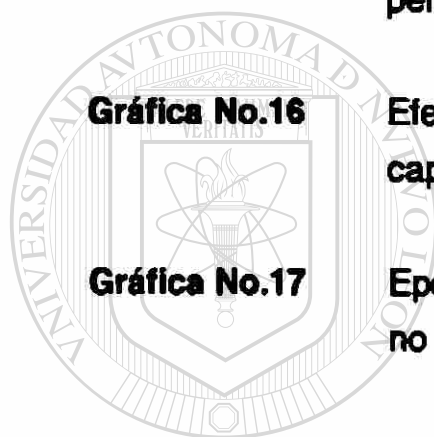
**Gráfica No.13** Influencia del tipo de cemento en la permeabilidad del concreto.

**Gráfica No.14** Efecto del espesor del recubrimiento en el avance del frente de carbonatación.

**Gráfica No.15** Efecto de la relación agua/cemento en la permeabilidad del concreto.

**Gráfica No.16** Efecto del contenido de cemento en la capacidad de blindaje del concreto.

**Gráfica No.17** Epoca de aparición de grietas intrínsecas o no estructurales en elementos de concreto.

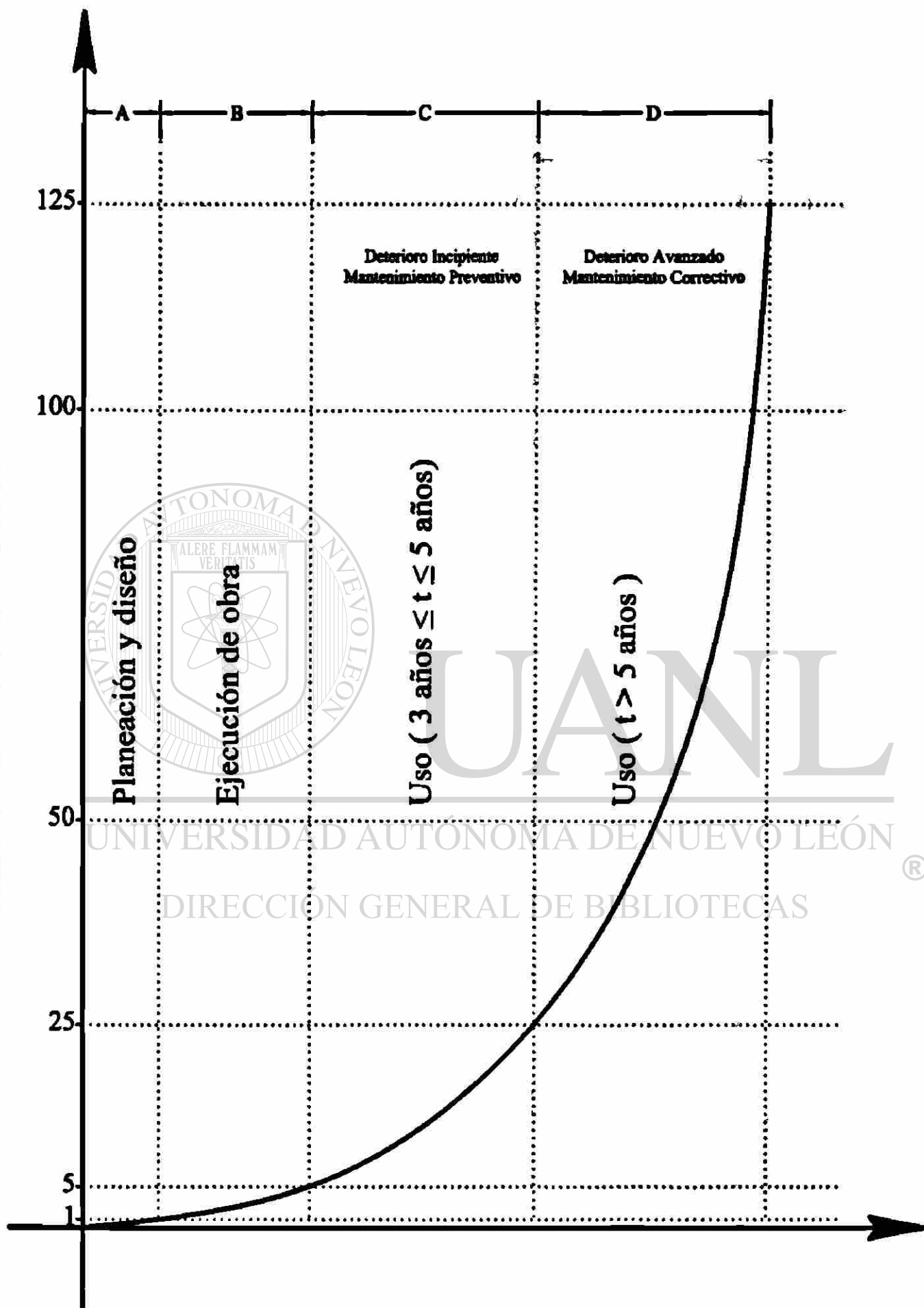


UANL

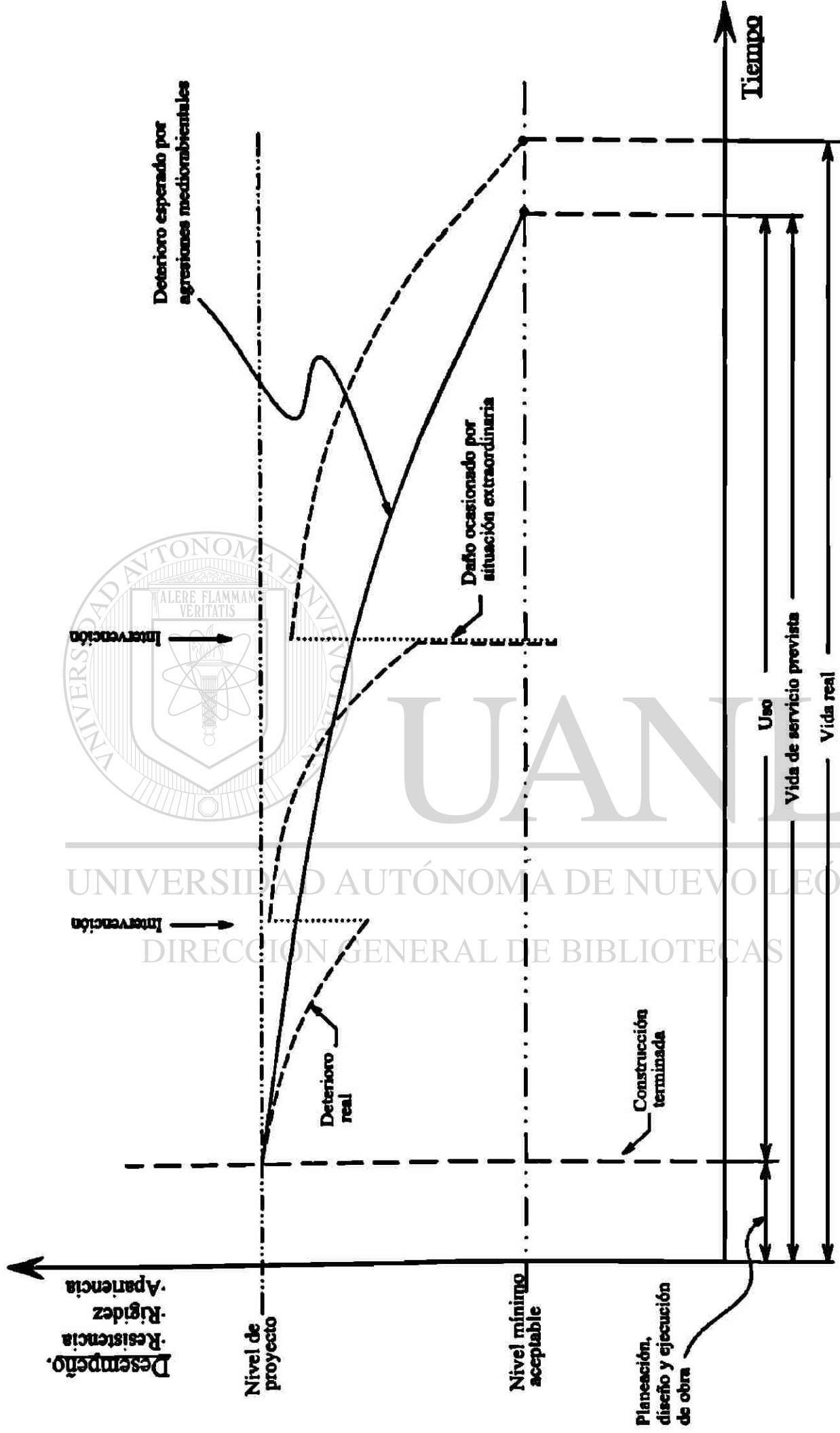
---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN<sup>®</sup>  
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Monto relativo de la inversión



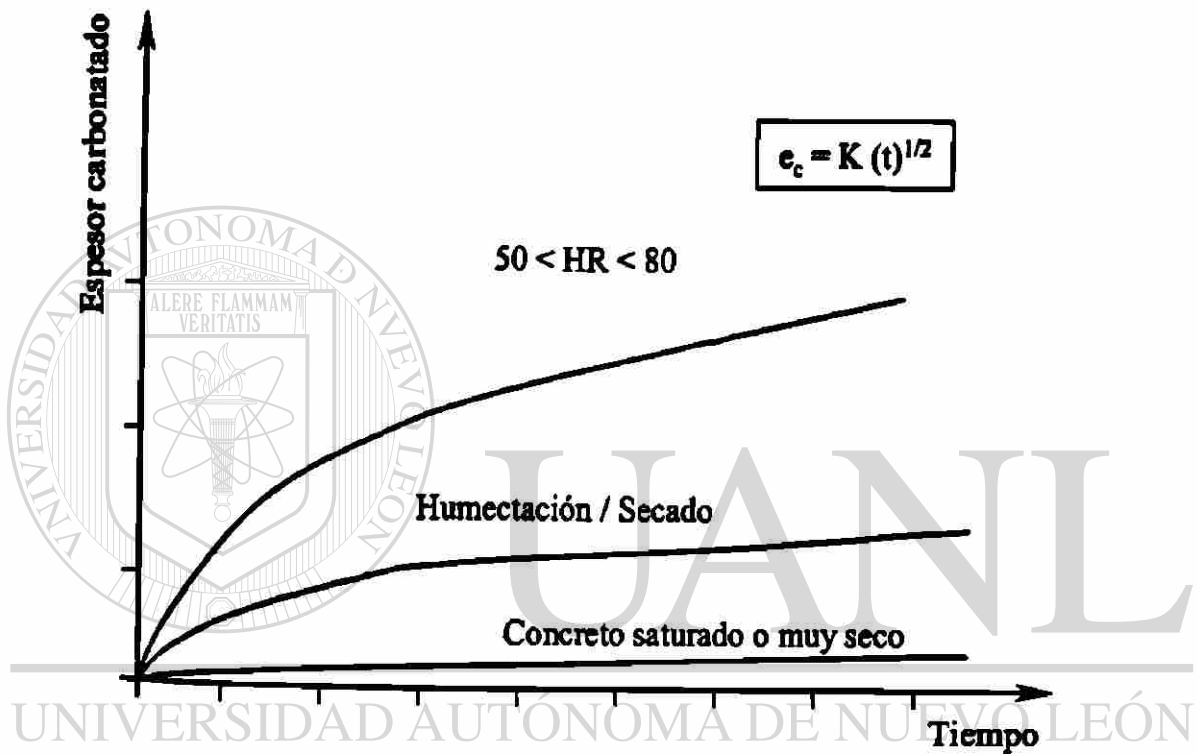
Gráfica No. 1  
Ley de De Sitter



Grafica No. 2

Relación entre el desempeño y vida de servicio de una estructura

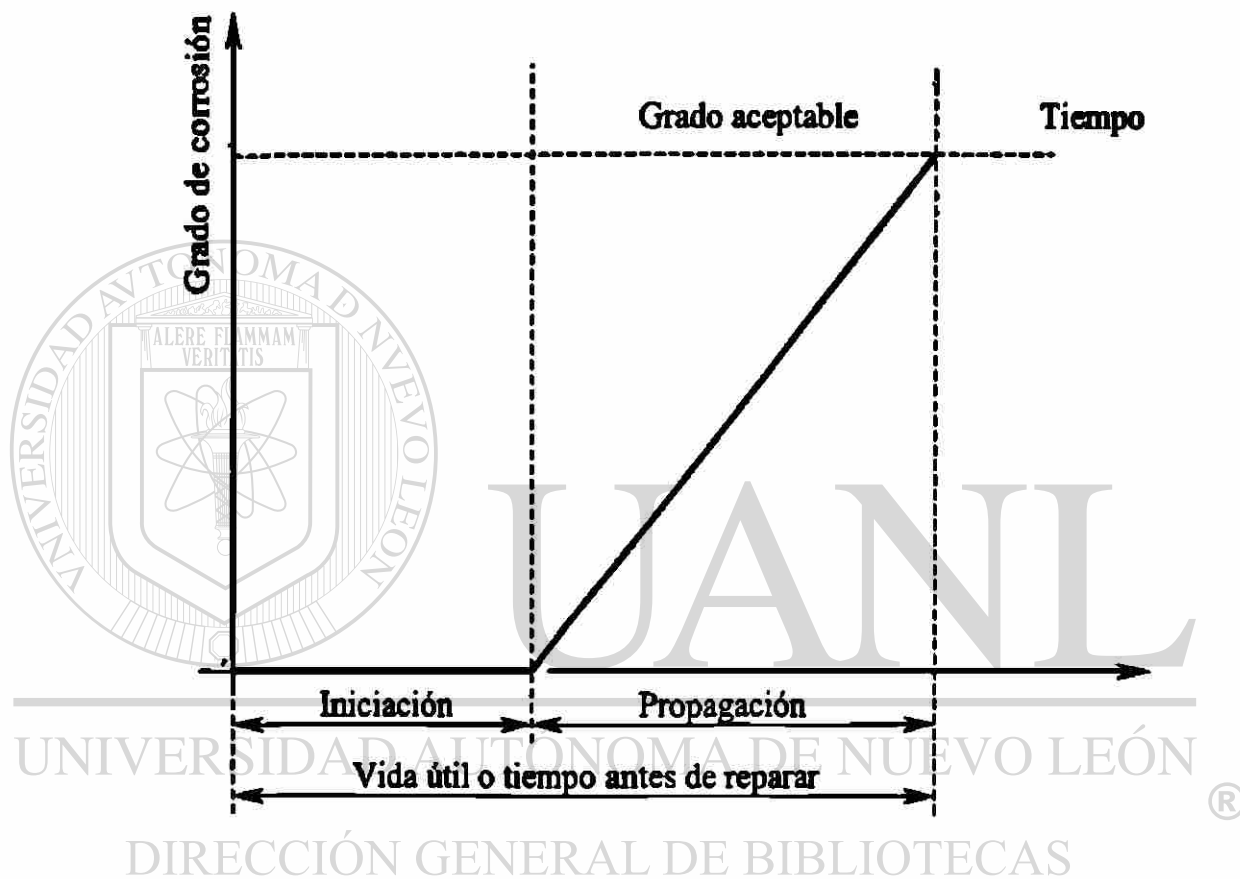




DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

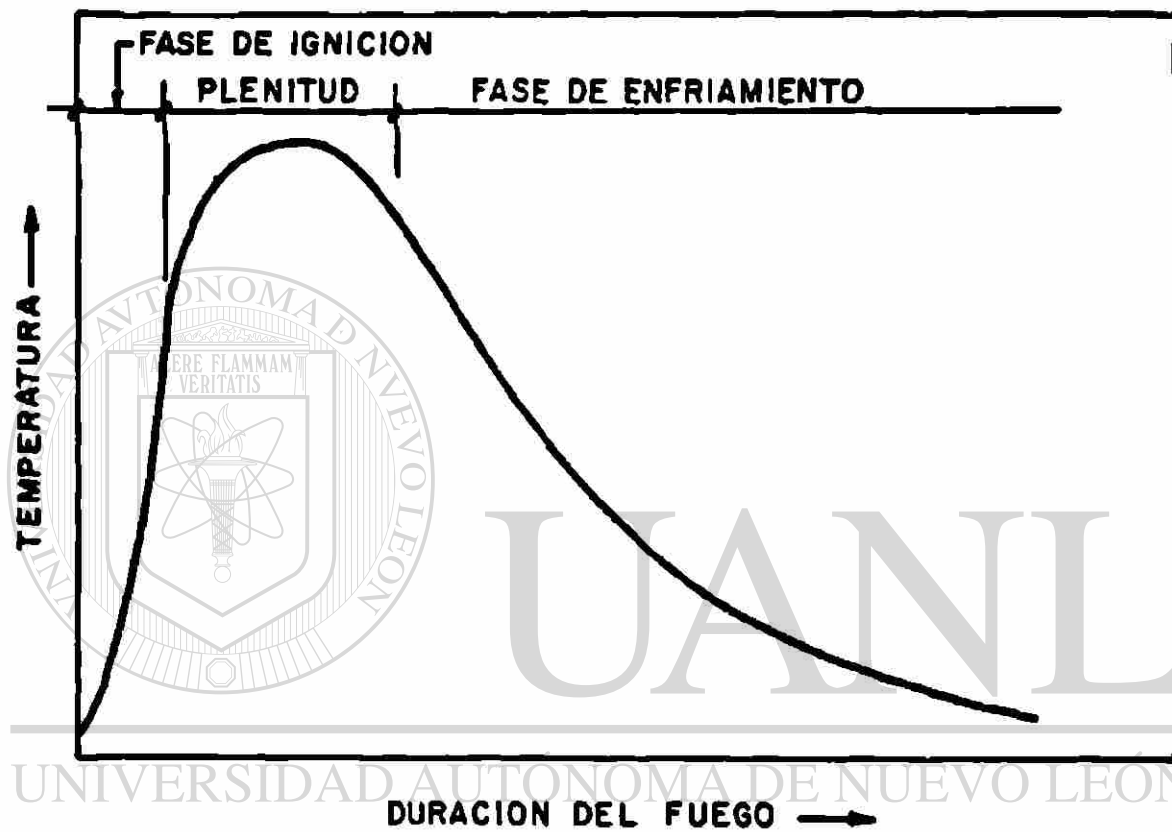
**Grafica No. 3**

**Deterioro del concreto endurecido por procesos químicos  
Corrosión del acero de refuerzo  
Relación del espesor carbonatado con el tiempo y con la humedad ambiental**



**Grafica No. 4**

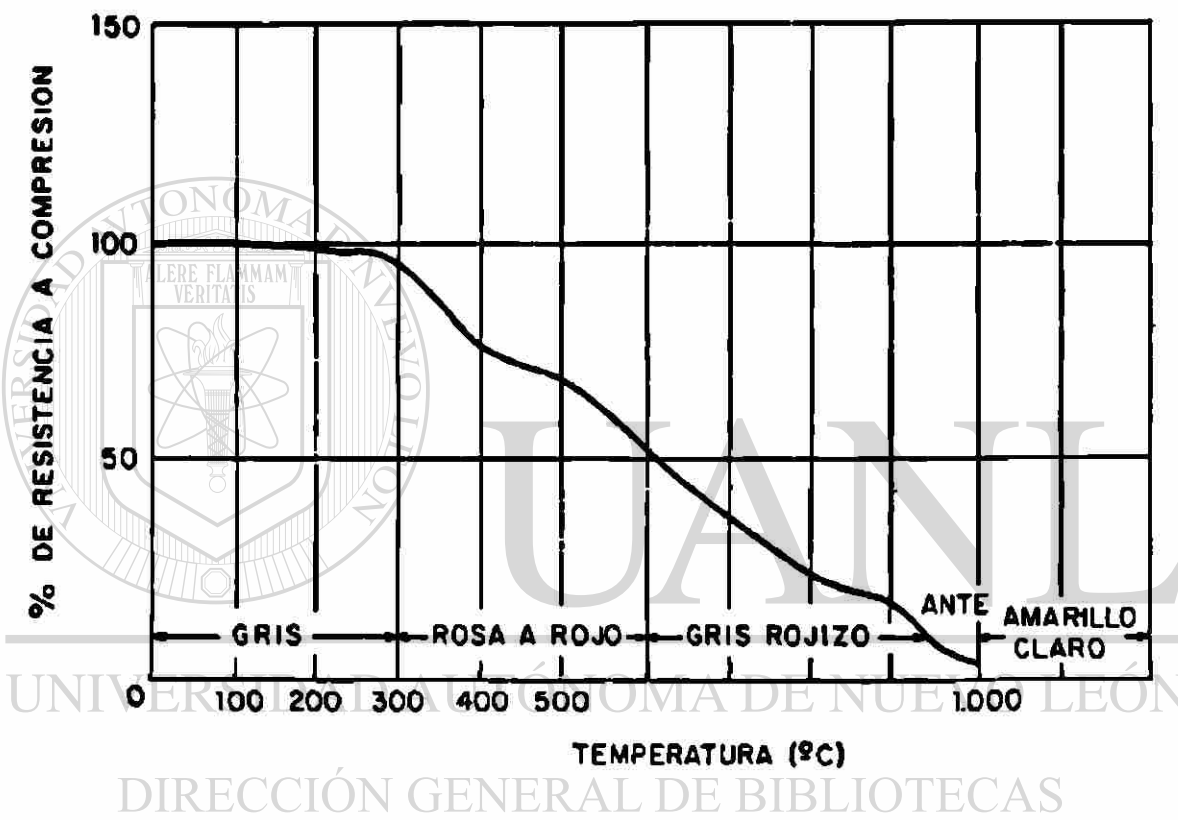
**Deterioro del concreto endurecido por procesos químicos  
 Corrosión del acero de refuerzo  
 Modelo de Tuutti  
 Vida útil con respecto a la corrosión de las barras de refuerzo**



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

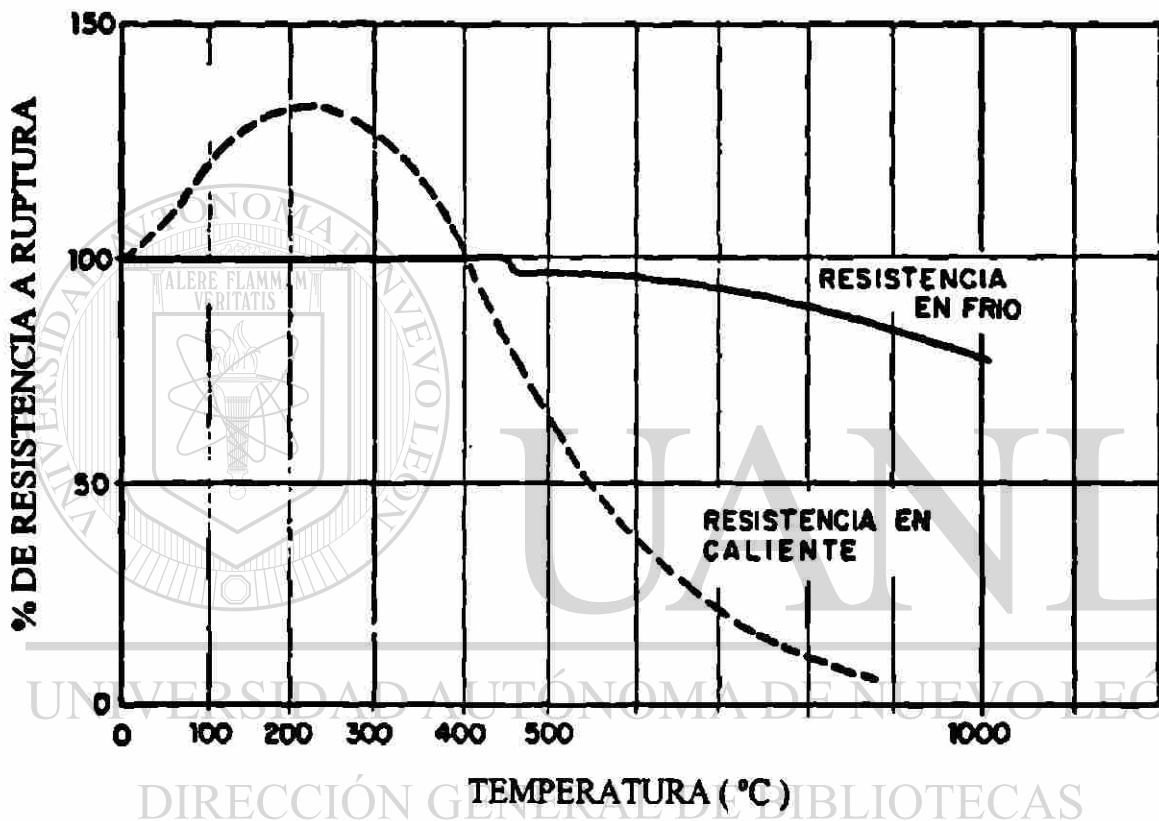
**Gráfica No. 5**

**Daños ocasionados en situaciones extraordinarias  
Fases de desarrollo de un incendio**



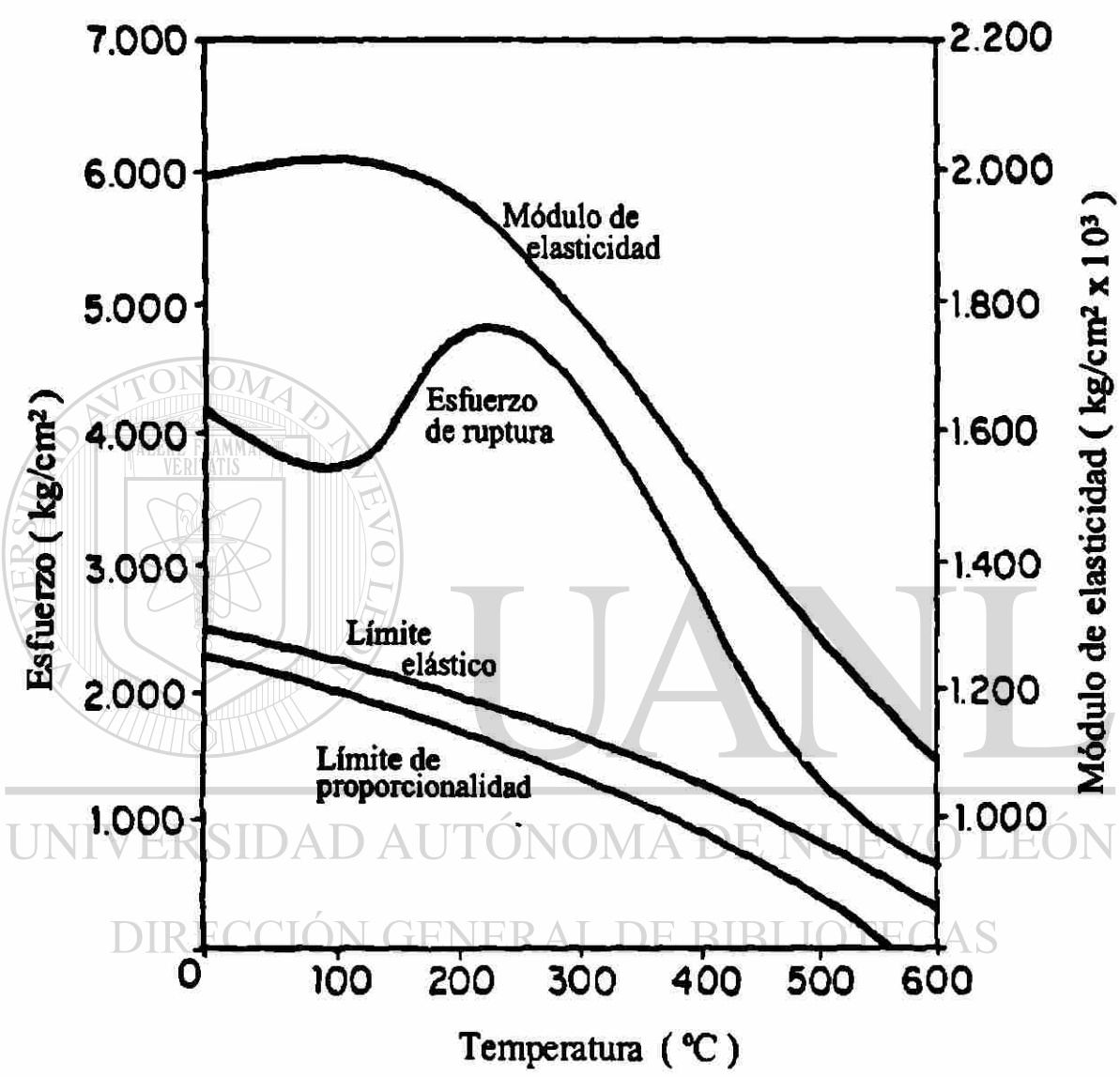
**Gráfica No. 6**

**Daños ocasionados en situaciones extraordinarias  
Influencia de la temperatura sobre la resistencia a compresión del concreto**



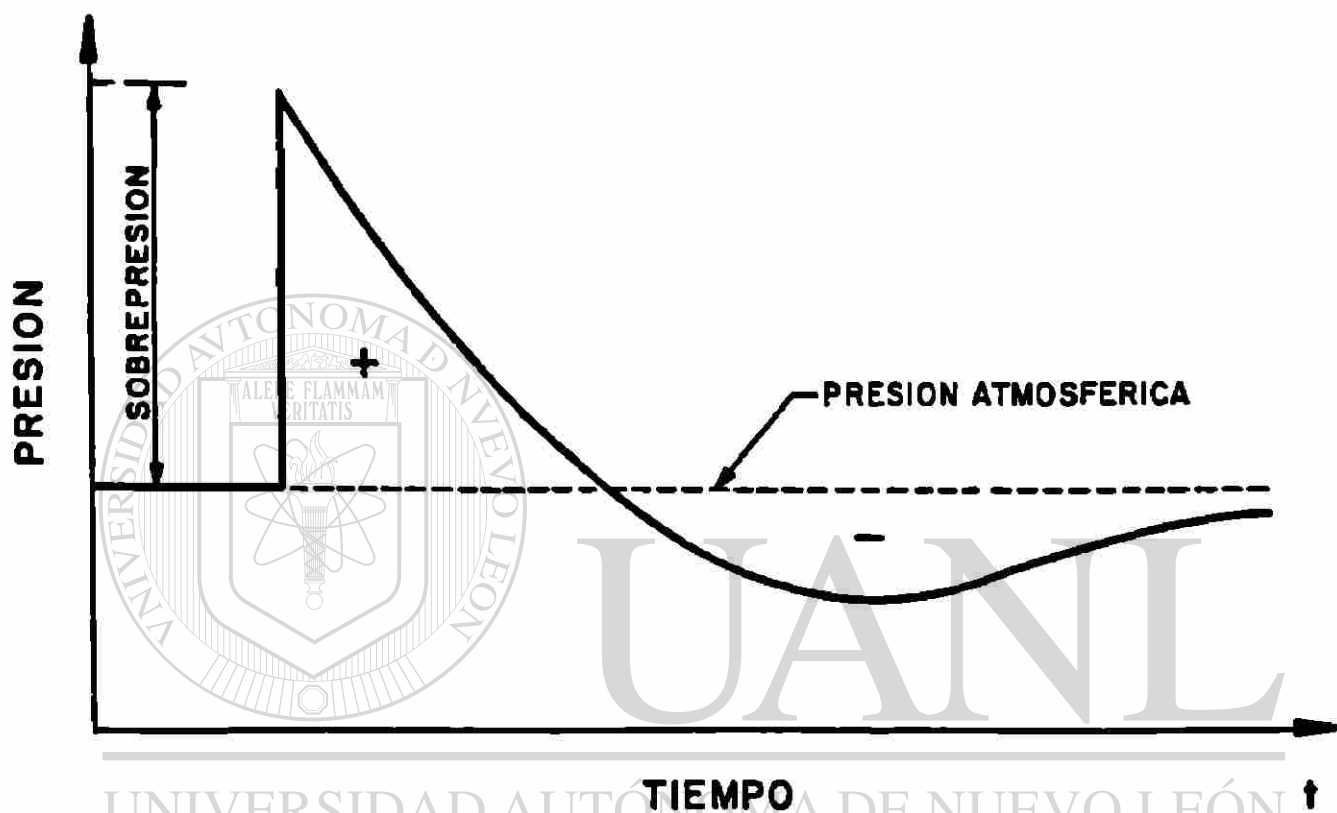
**Gráfica No. 7**

**Daños ocasionados en situaciones extraordinarias  
Influencia de la temperatura sobre la resistencia a tensión del acero**



Gráfica No. 8

**Daños ocasionados en situaciones extraordinarias**  
**Influencia de la temperatura en las características del acero de refuerzo grado suave**

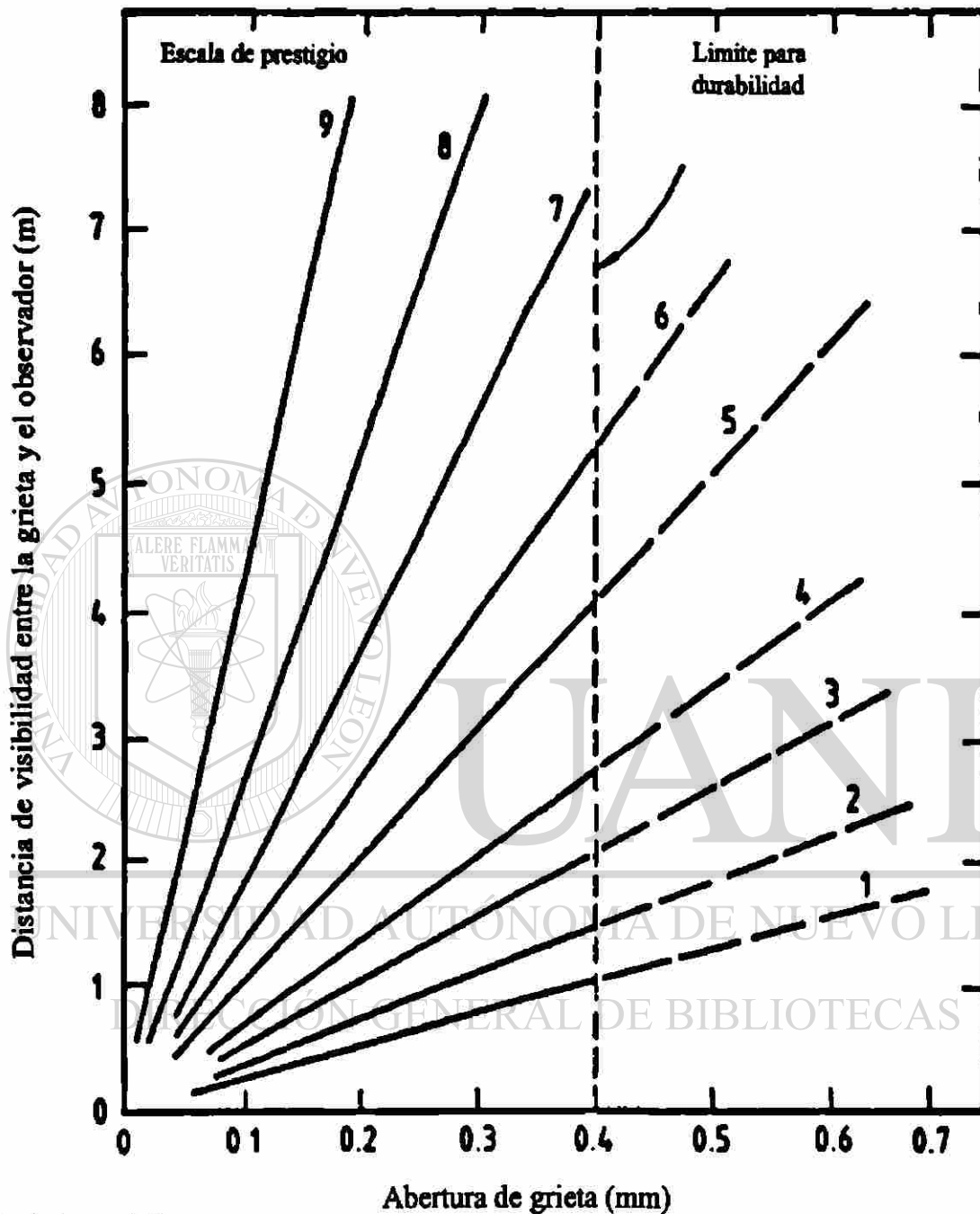


UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

**Gráfica No. 9**

**Curva de presiones-tiempo provocada por una explosión**



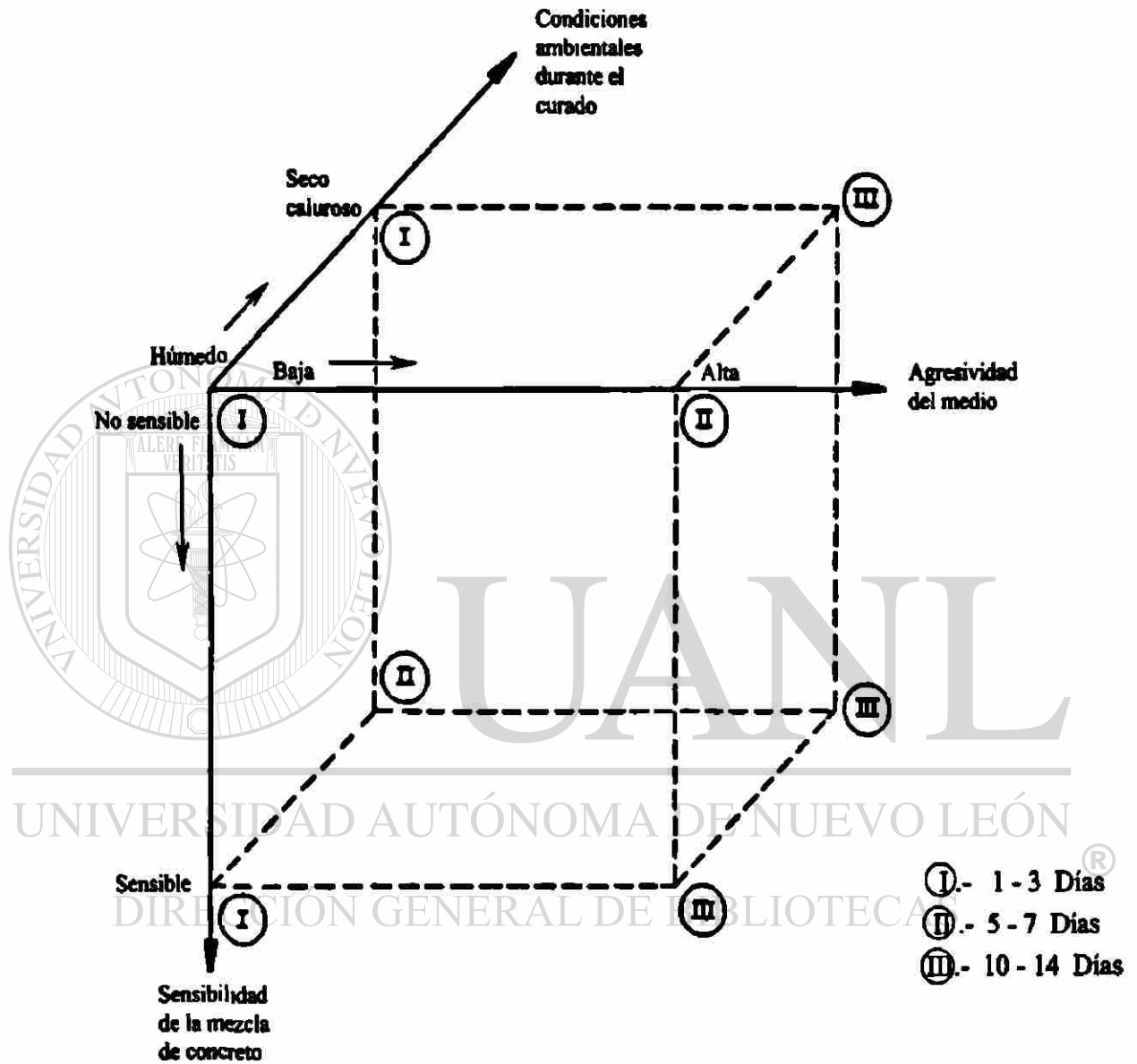
**Escala de prestigio.-**

1. Areas de almacenamiento poco utilizadas y raramente vistas.
2. Edificios para estacionamiento de automóviles y garajes.
3. Edificios comerciales e industriales.
5. Edificios de viviendas.
8. Edificios publicos gubernamentales.
9. Edificios monumentales p. ej. Museo Nacional de Antropología

**Gráfica No. 10**

**Protección del acero de refuerzo  
Aberturas máximas de grietas  
Criterio para aceptación**

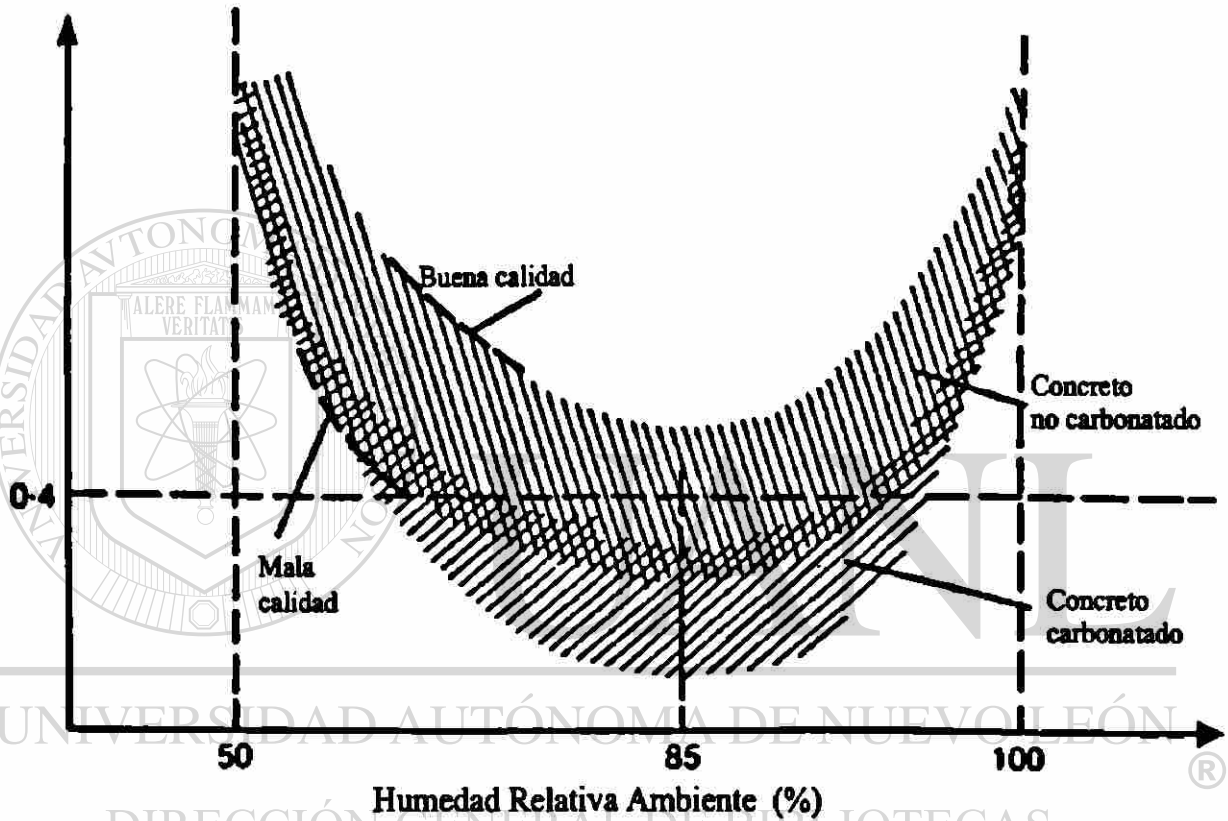




**Gráfica No. 11**

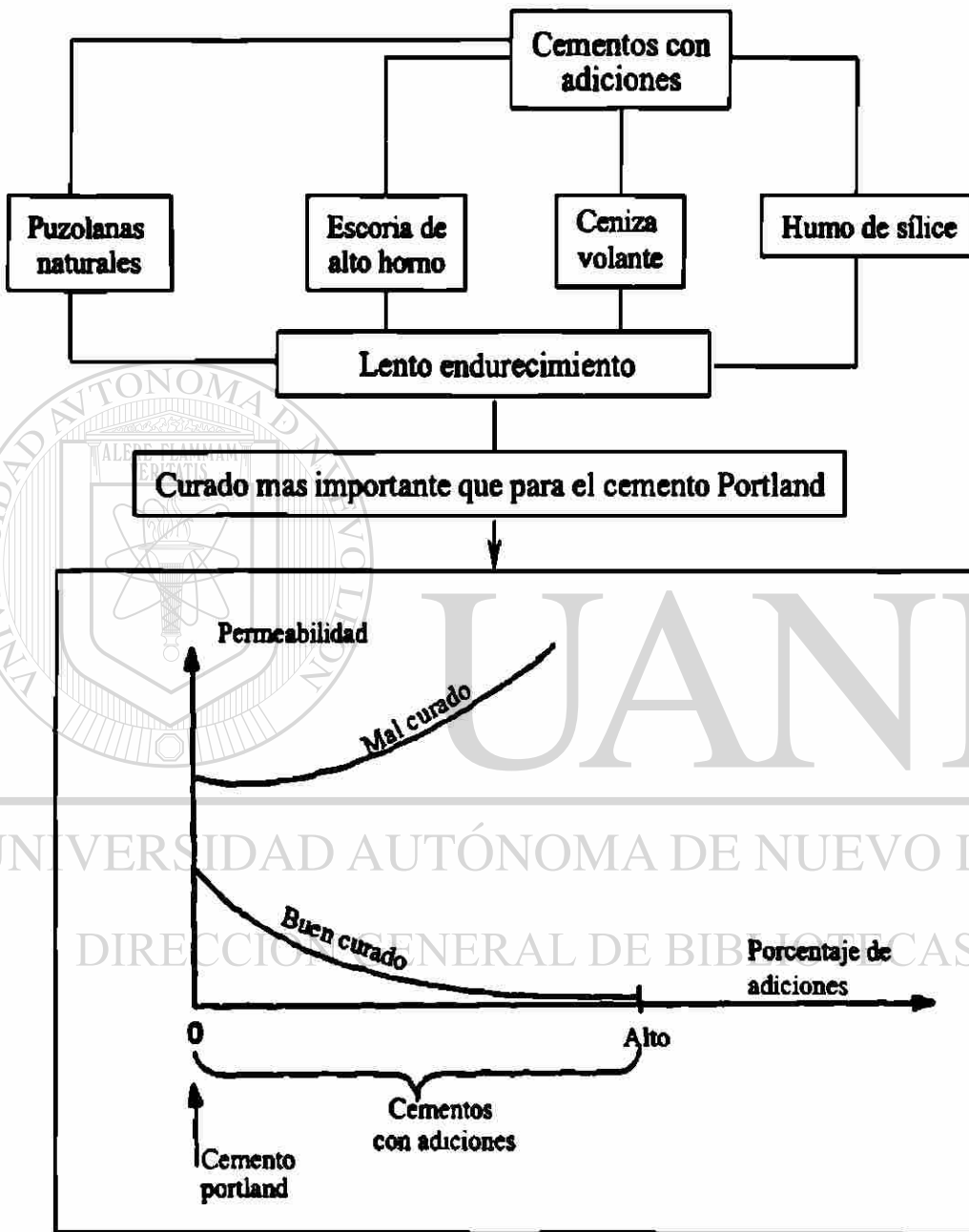
**Protección del acero de refuerzo  
Tiempos recomendados de curado**

Contenido crítico de cloruros ( % peso de cemento )



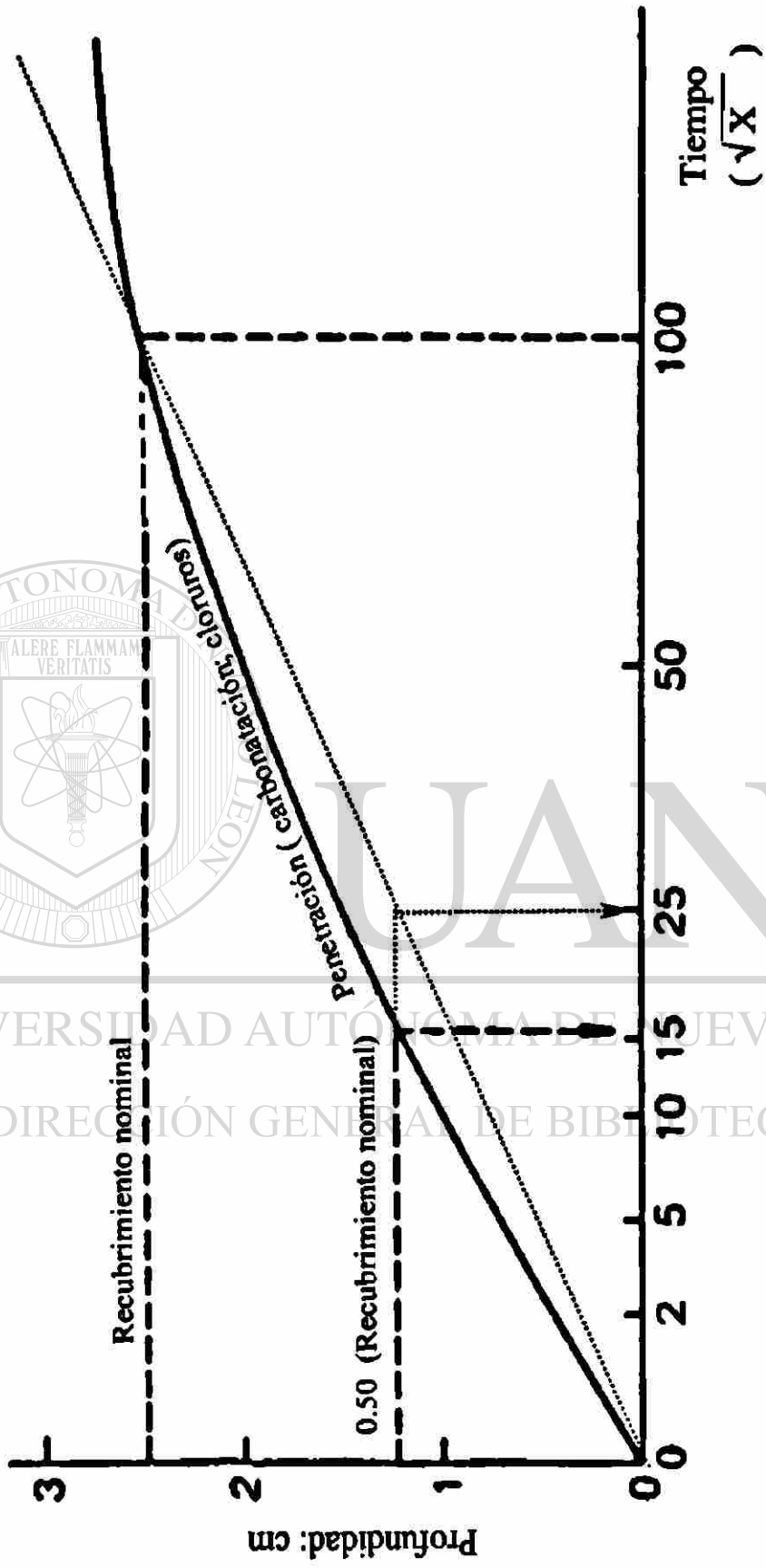
Gráfica No. 12

Variación del contenido crítico de cloruros con la humedad relativa en el medio ambiente y con el grado de carbonatación



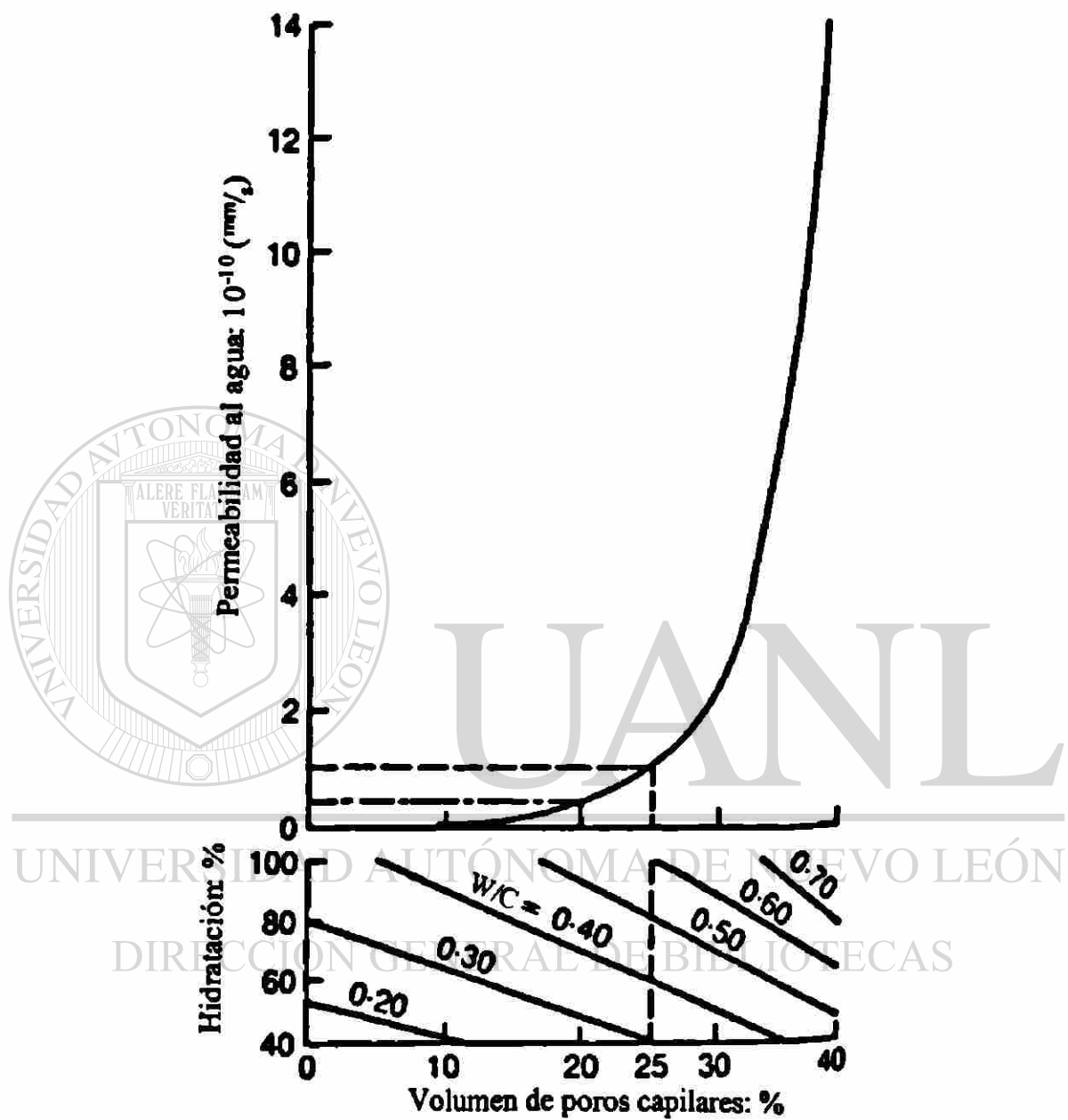
**Gráfica No. 13**

**Influencia de el tipo de cemento en la permeabilidad del concreto**



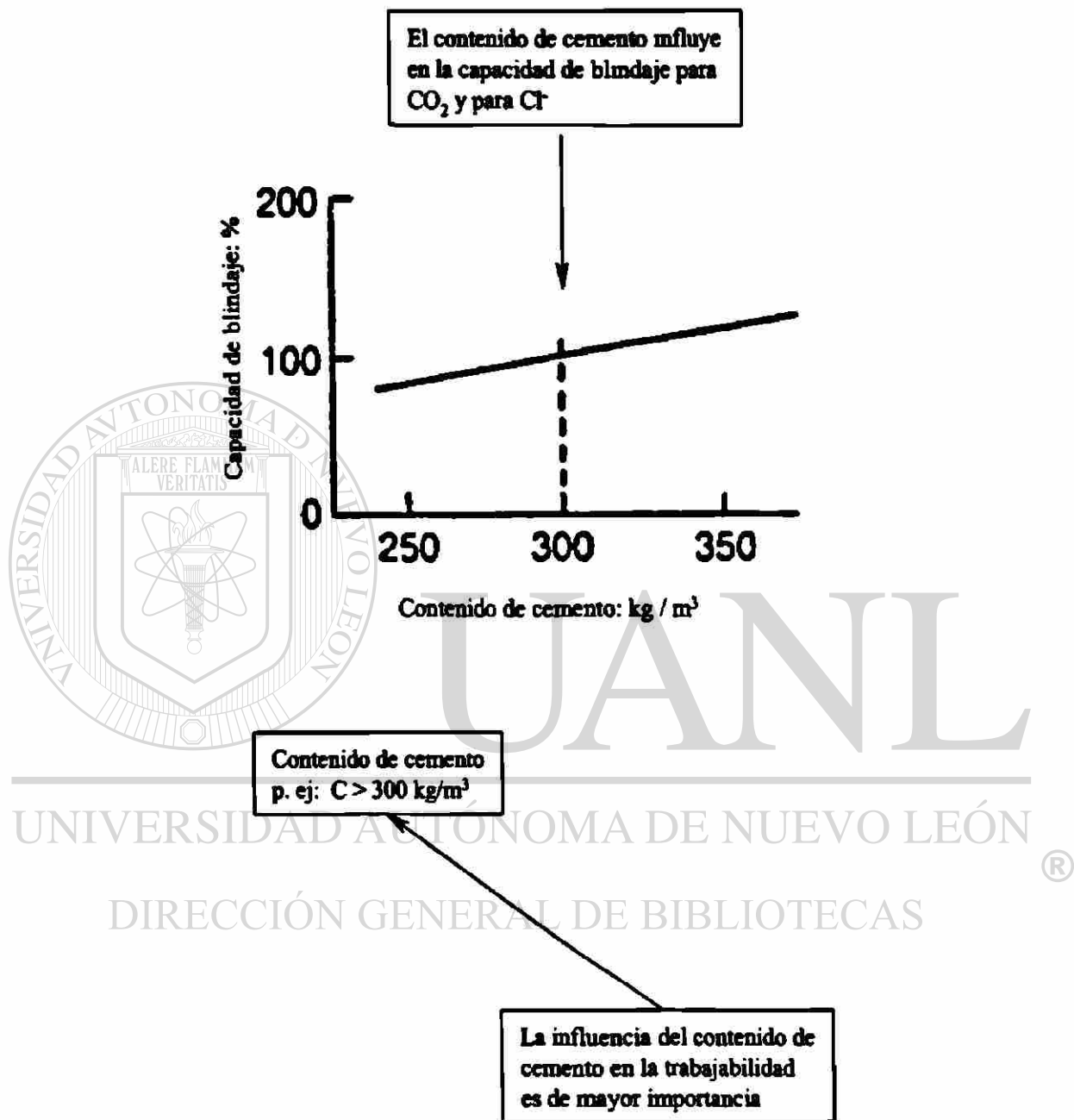
Gráfica No. 14

Efecto del espesor del recubrimiento en el avance del frente de carbonatación y de cloruros



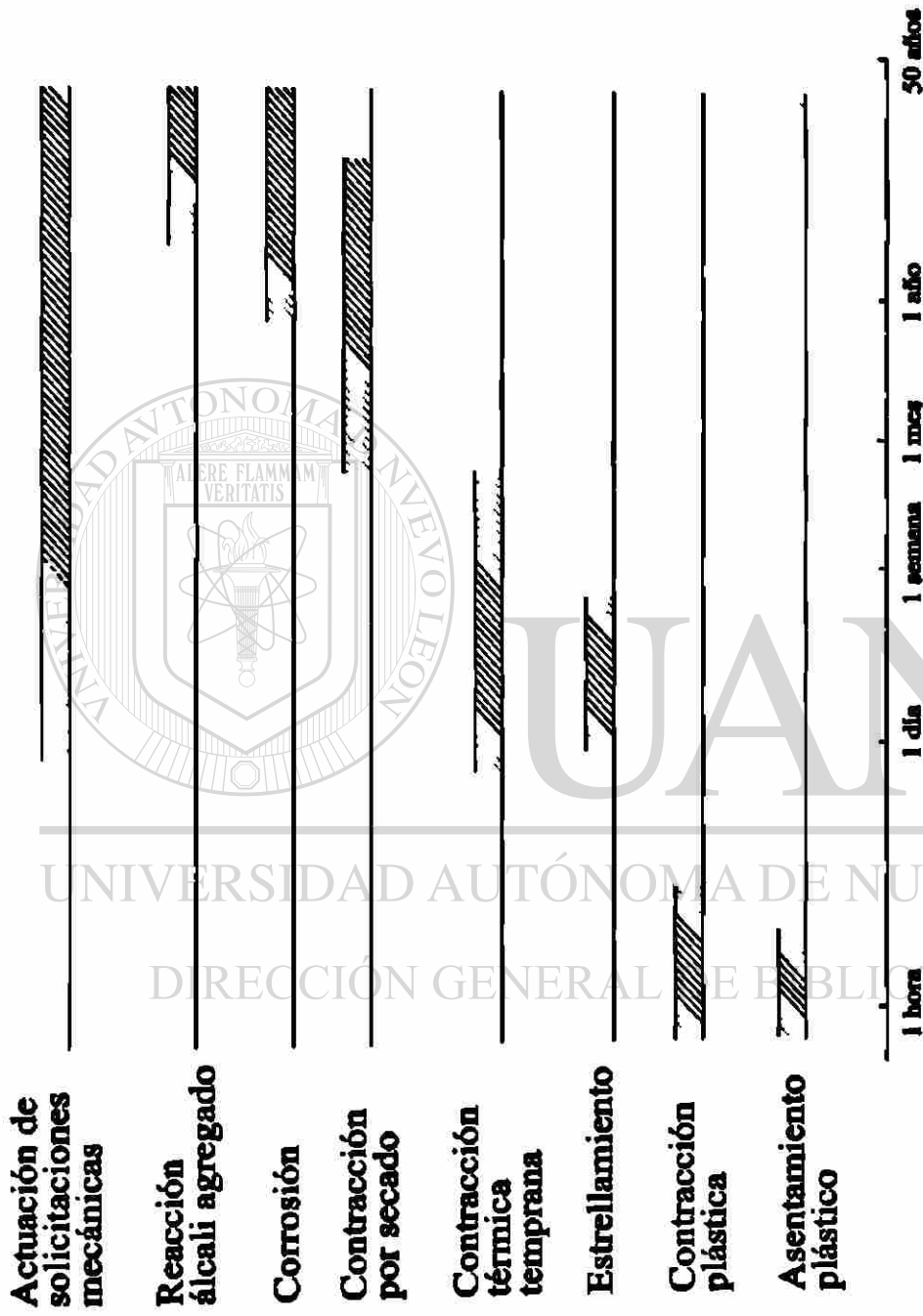
**Grafica No. 15**

**Influencia de la relación agua/cemento  
en la permeabilidad del concreto**



**Gráfica No. 16**

**Influencia del contenido de cemento en la capacidad de blindaje del concreto**



Tiempo, después del colado del concreto.

Gráfica No. 17

Epoca de aparición de grietas intrínsecas ó no estructurales en elementos de concreto.  
Trabajar esta gráfica con la Figura No. 19 y con el cuadro No. 8

## LISTA DE TABLAS

- Tabla No.1** Clases de exposición para el concreto asociadas a condiciones medioambientales.
- Tabla No.2** Clases de exposición para el acero de refuerzo asociadas a condiciones medioambientales.
- Tabla No.3** Grado de ataque químico al concreto por aguas y suelos que contienen agentes agresivos.
- Tabla No.4** Recomendaciones para concreto durable asociadas a las clases de exposición de la Tabla No. 1.
- Tabla No.5** Medidas profilácticas contra ataque químico al concreto por aguas y suelos que contienen agentes agresivos.
- Tabla No.6** Medidas profilácticas para concreto resistente a los sulfatos.
- 
- Tabla No.7** Medidas profilácticas para concreto resistente a la reacción álcali - agregado.



**TABLA No. 1**

Exposure class	Environmental conditions
1	<b>Dry environment, e.g.</b> — interior of buildings for normal habitation or offices — exterior components not exposed to wind and weather or soil or water — localities with higher relative humidity only for a short period of the year (e.g. >60% RH for less than 3 months per year)
2	a <b>Humid environment without frost,* e.g.</b> — interior of buildings where humidity is high — exterior components exposed to wind and weather but not exposed to frost — components in non-aggressive soil and/or water not exposed to frost
3	b <b>Humid environment with frost,* e.g.</b> — exterior components exposed to wind and weather or non-aggressive soil and/or water and frost
4	<b>Humid environment with frost* and de-icing agents, e.g.</b> — exterior components exposed to wind and weather or non-aggressive soil and/or water and frost and de-icing chemicals
5	a <b>Sea-water environment, e.g.</b> — components in splash zone or submerged in sea water with one face exposed to air — components in saturated salt air (direct coast area)
6	b <b>Sea-water environment with frost,* e.g.</b> — components in splash zone or submerged in sea water with one face exposed to air — components in saturated salt air (direct coast area)

The following classes may occur alone or in combination with the above classes

5†	a Slightly aggressive chemical environment (gas, liquid or solid)
	b Moderately aggressive chemical environment (gas, liquid or solid)
	c Highly aggressive chemical environment (gas, liquid or solid)

\* Under moderate European conditions.

† See ISO classification of chemically aggressive environmental conditions affecting concrete. The ISO standard is still to be established. See also Table 9.3.

**Clases de exposición para el concreto asociadas a condiciones medioambientales.**

**TABLA No. 2**

Exposure class	Environmental conditions
1	Dry environment: generally dry localities of fairly constant humidity when the relative humidity only infrequently exceeds 70%, e.g. interiors of buildings for normal habitation or offices
2	a Environments with infrequent major variations in relative humidity, giving only occasional risk of condensation
	b Environments with frequent major variations in humidity, giving frequent risks of condensation
3	Humid environment with frost* and de-icing agents, e.g. exterior components exposed to wind and weather or non-aggressive soil and/or water and frost and de-icing chemicals
4	Sea-water environment, e.g. — components in splash zone or submerged in sea water with one face exposed to air — components in saturated salt air (direct coast area)

\* Under moderate European conditions.

**Clases de exposición para el acero de refuerzo asociadas a condiciones medioambientales.**

**TABLA No. 3**

Type of attack	Exposure class* Sa	Exposure class* Sb	Exposure class* Sc	
	Weak attack	Moderate attack	Strong attack	Very strong attack
<b>Water</b>				
pH value	6.5-5.5	5.5-4.5	4.5-4.0	<4.0
Aggressive CO <sub>2</sub> : mg CO <sub>2</sub> /l	15-30	30-60	60-100	>100
Ammonium: mg NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> /l	15-30	30-60	60-100	>100
Magnesium: mg Mg <sup>2+</sup> /l	100-300	300-1500	1500-3000	>3000
Sulphate: mg SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> /l	200-600	600-3000	3000-6000	>6000
<b>Soil</b>				
Degree of acidity according to Baumann-Gulfy	>20	X†	X†	X†
Sulphate: mg SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> /kg of air-dry soil	2000-6000	6000-12 000	12 000	X†

\* See Table 9.1.

† X = conditions of attack which are not found in practice.

**Grado de ataque químico al concreto por aguas y suelos que contienen agentes agresivos.**

**TABLA No. 4**

Requirement		Class of exposure according to Table 9.1								
		1	2a	2b	3	4a	4b	5a	5b	5c*
Strength class according to ISO 4012 <sup>22</sup>	Plain concrete	≥ C12/15								
	Reinforced concrete	≥ C16/20	≥ C20/25	≥ C20/25	≥ C20/25	≥ C25/30	≥ C25/30	≥ C20/25	≥ C25/30	≥ C30/35
	Prestressed concrete	≥ C20/25								
W/C ratio <sup>†</sup>	Plain concrete	—	≤ 0.70							
	Reinforced concrete	≤ 0.65	≤ 0.60	≤ 0.55	≤ 0.55	≤ 0.55	≤ 0.50	≤ 0.55	≤ 0.50	≤ 0.45
	Prestressed concrete	≤ 0.60	≤ 0.60							
Cement content <sup>‡</sup> for maximum aggregate size between 16 and 32 mm: kg/m <sup>3</sup>	Plain concrete	≥ 150	≥ 180	≥ 180	≥ 180					
	Reinforced concrete	≥ 270	≥ 300	≥ 300	≥ 300	≥ 300	≥ 300	≥ 300	≥ 300	≥ 300
	Prestressed concrete	≥ 300	≥ 300	≥ 300	≥ 300					
Air content <sup>‡</sup> according to ISO 4846 <sup>23</sup> for maximum particle size of aggregate: %	≤ 32 mm			If risk that concrete will be saturated, as for class 3	≥ 4		If risk that concrete will be saturated, as for class 3			
	≤ 16 mm	—	—		≥ 5	—		—	—	
	≤ 8 mm				≥ 6					
Water penetration according to ISO 7031: <sup>24</sup> mm		—	—	≤ 50	≤ 50	≤ 30	≤ 30	≤ 50	≤ 30	≤ 50
Additional requirements for aggregates		—	—	Frost resistant	Frost resistant	—	Frost resistant	—	—	—
Additional requirements for cement		—	—	—	—	—	—	—	—	Sulphate resistance <sup>‡</sup> when sulphate content in water > 400 mg/kg, in soil > 3000 mg/kg

\* The concrete should be protected against direct contact with the aggressive medium by coating.

† Additions of type II (see clause 3, paragraph 12, of ref. 12) may possibly be taken into account, depending on the requirements applicable in the locality where the concrete is used.

‡ With spacing factor of air entraining agent = 0.20; however, no entrained air is required if the concrete, when tested according to ISO 4846,<sup>23</sup> satisfies the damage class 0 or 1.

‡ The sulphate resistance of the cement shall be judged in accordance with the rules applicable in the locality where the concrete is used.

**Recomendaciones para concreto durable asociadas a las clases de exposición de la Tabla No. 1.**

**TABLA No. 5**

Concrete parameter	Exposure class <sup>a</sup> Sa	Exposure class <sup>a</sup> Sb	Exposure class <sup>a</sup> Sc	
	Weak attack	Moderate attack	Strong attack	Very strong attack

**Aggressive agents in which sulphates are present**

Type of cement <sup>†</sup>	OC	OC	SRC	SRC	SRC	SRC
Maximum W/C ratio	0.55	0.50	0.55	0.50	0.45	0.45
Minimum cement content: kg/m <sup>3</sup>	300	330	300	330	370	370
Additional protection of concrete	Not necessary				Necessary	

**Aggressive agents in which sulphates are not present**

Type of cement <sup>†</sup>	OC	OC	OC	OC
Maximum W/C ratio	0.55	0.50	0.45	0.45
Minimum cement content: kg/m <sup>3</sup>	300	330	370	370
Additional protection of concrete	Not necessary			Necessary

<sup>a</sup> See Table 9.1.

<sup>†</sup> OC = ordinary cement; SRC = sulphate-resistant cement (as denominated by the standards of the relevant country). Aggregates should have a maximum size of about 30 mm.

**Medidas profilácticas contra ataque químico al concreto por aguas y suelos que contienen agentes agresivos.**

**TABLA No. 6**

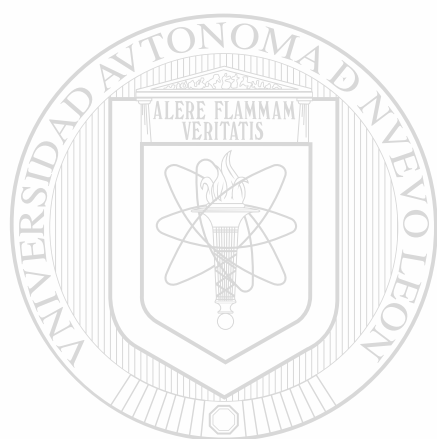
Degree of attack (see Table 9.3)	Protection mechanism	Protective measure
<b>Weak</b>	Permeability	Maximum 50 mm water penetration (RILEM method)
	W/C	Maximum of 0.6
	Protective coating	
	Type of cement	High sulphate-resistant cement
<b>Moderate</b>	Permeability	Maximum 30 mm water penetration (RILEM method)
	W/C	Maximum of 0.5
	Protective coating	
	Type of cement	High sulphate-resistant cement
<b>Strong</b>	Permeability	Low water penetration
	W/C	Maximum of 0.4
	Protective coating	
	Type of cement	High sulphate-resistant cement
<b>Very strong</b>	—	Not treated

**Medidas profilácticas para concreto resistente a los sulfatos.**

**TABLA No. 7**

Testing of aggregate	Protection mechanism if test results negative or suspect	Protective measure
<p><b>General procedure<sup>27</sup></b></p> <p><b>Petrographic description<sup>28</sup></b></p> <p><b>Chemical test<sup>29</sup> — fast, but limited applicability; not for carbonates</b></p> <p><b>Mortar bar test<sup>30</sup> — preferably on actual mix</b></p> <p><b>Concrete cylinder test<sup>31</sup> or concrete prism test for carbonates or slowly expanding silicates</b></p>	<p><b>Limiting of total alkali</b></p> <p><b>Type of cement</b></p> <p><b>Sufficient fines in concrete mix</b></p> <p><b>Increased proportion of reactive material (at safe distance from pessimum)</b></p> <p><b>Limiting of available water</b></p>	<p><b>Low alkali cement</b> Portland cement &lt;0.6% equivalent Na<sub>2</sub>O</p> <p><b>Blended cements</b> Portland blast-furnace cement &gt;65% slag Pozzolanic cement &gt;30% pozzolan</p> <p><b>Modified concrete mix</b> fines added mix proportion of (reactive) aggregate</p> <p><b>Low W/C ratio</b></p> <p><b>Crack sealing and waterproofing to prevent progression of deterioration</b></p>

**Medidas profilácticas para concreto resistente a la reacción álcali - agregado.**



UANL

---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

**ANEXO D**

---

*Indice*



# INDICE

	Página
<b>PREFACIO</b>	<b>ix</b>
<b>1. EL DISEÑO ESTRUCTURAL</b>	<b>1</b>
<b>1.1 Misión de las estructuras</b>	<b>1</b>
<b>1.2 Responsabilidad del Ingeniero civil</b>	<b>1</b>
1.2.1 Seguridad	1
1.2.2 Durabilidad	3
<b>1.3 La práctica actual</b>	<b>5</b>
1.3.1 Énfasis en la mecánica estructural	5
1.3.2 Formato para el dimensionamiento	6
1.3.3 Factores de incertidumbre ó de seguridad	7
1.3.4 Acciones, solicitaciones ó perturbaciones	9
<i>Cargas y deformaciones impuestas</i>	10
<i>Agresiones</i>	11
<i>Situaciones</i>	12
<i>Respuesta estructural</i>	13
1.3.5 Estados límite	14
<i>Últimos</i>	14
<i>De servicio</i>	15
<i>Especiales</i>	16
1.3.6 Proceso para el dimensionamiento	16
<b>1.4 Vida de las estructuras</b>	<b>17</b>
1.4.1 Vida finita	17
1.4.2 Vida útil o de servicio	17
1.4.3 Vida real	19
1.4.4 Vida de diseño	20
<b>1.5 Deterioro estructural</b>	<b>22</b>
1.5.1 Etapas de la vida estructural	22
1.5.2 Origen y causas	22
1.5.3 Estadísticas	23

<b>1.6</b>	<b>Durabilidad</b>	<b>24</b>
1.6.1	Durabilidad en la práctica	24
1.6.2	Durabilidad en la investigación	26
1.6.3	Vida y durabilidad, fundamentales en el diseño estructural	27
1.6.4	Enfoque prescriptivo en los códigos actuales	28
1.6.5	Corresponsabilidad del propietario	29
1.6.6	Ley de De Sitter	30
<b>2</b>	<b>LAS FALLAS ESTRUCTURALES</b>	<b>32</b>
<b>2.1</b>	<b>La Ingeniería estructural: ciencia y arte</b>	<b>32</b>
<b>2.2</b>	<b>Concepto de falla</b>	<b>33</b>
<b>2.3</b>	<b>Posibilidad finita de falla</b>	<b>34</b>
<b>2.4</b>	<b>Tipos de fallas</b>	<b>35</b>
2.4.1	Perspectivas para clasificación	36
	<i>Del propietario</i>	36
	<i>De las compañías aseguradoras</i>	36
	<i>De los cuerpos de rescate</i>	36
	<i>De las autoridades</i>	37
	<i>De los contratistas y constructores</i>	37
	<i>De los ingenieros proyectistas</i>	37
<b>2.5</b>	<b>Causas de las fallas</b>	<b>38</b>
2.5.1	Causa técnica	38
2.5.2	Causa de procedimiento ó de conducta	38
<b>2.6</b>	<b>El error humano</b>	<b>38</b>
2.6.1	El error: causa primigenia de las fallas	39
2.6.2	Actitudes para minimizar errores	40
	<i>Educación</i>	41
	<i>Adiestramiento</i>	41
	<i>Esmero</i>	41
	<i>Experiencia</i>	41
<b>2.7</b>	<b>Aspectos jurídicos</b>	<b>41</b>
2.7.1	Disposiciones legales aplicables	42
2.7.2	Obligaciones del profesionista	43
2.7.3	Obligaciones del cliente	45

<b>3</b>	<b>ANALOGÍA CON LA MEDICINA</b>	<b>47</b>
<b>3.1</b>	<b>Origen. Beneficios</b>	<b>47</b>
<b>3.2</b>	<b>Gestación. Crecimiento. Vida adulta</b>	<b>48</b>
<b>3.3</b>	<b>Enfermedades y lesiones</b>	<b>48</b>
<b>3.4</b>	<b>Tratamientos e intervenciones</b>	<b>49</b>
<b>3.5</b>	<b>Patología, terapéutica y profilaxis estructural</b>	<b>51</b>
<b>3.6</b>	<b>Ingeniería forense</b>	<b>51</b>
<b>4</b>	<b>LA PATOLOGÍA ESTRUCTURAL</b>	<b>53</b>
<b>4.1</b>	<b>Categorías para su estudio</b>	<b>53</b>
4.1.1	Defectos	53
4.1.2	Deterioro	54
4.1.3	Mecanismos de transporte	54
4.1.3	Daños	54
<b>4.2</b>	<b>Defectos congénitos</b>	<b>55</b>
4.2.1	Concepción errónea del comportamiento estructural	56
	<i>Torsión en vigas de borde</i>	56
	<i>Nudos articulados</i>	56
	<i>Situaciones transitorias</i>	57
	<i>Cimentaciones someras de lindero</i>	57
	<i>Ménsulas</i>	58
	<i>Marcos rígidos "especiales"</i>	59
4.2.2	Detallado del acero de refuerzo	59
	<i>Cambios de dirección de las barras de refuerzo</i>	60
	<i>Congestionamiento excesivo</i>	61
	<i>Nudos de esquinas viga-columna</i>	61
	<i>Refuerzo de suspensión</i>	62
	<i>Ménsulas</i>	63
4.2.3	Desarrollo del proyecto	63
	<i>Incumplimiento de la normatividad</i>	63
	<i>Documentos constructivos</i>	64
	<i>Verificación cruzada</i>	65

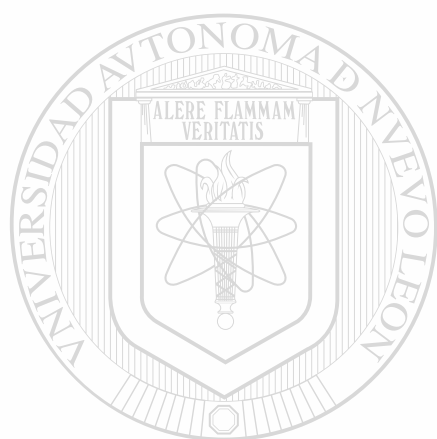
<b>4.3</b>	<b>Defectos adquiridos</b>	<b>65</b>
4.3.1	<b>Materiales</b> 66	
	<i>Ingredientes del concreto</i> 66	
	<i>Granulometría</i> 69	
	<i>Tamaño máximo del agregado</i> 69	
	<i>Baja resistencia del concreto</i> 69	
	<i>Acero de refuerzo</i> 70	
	<i>Deformabilidad del suelo de desplante</i> 70	
4.3.2	<b>Procedimientos de obra</b> 71	
	<i>Cimbrado</i> 71	
	<i>Colocación del acero de refuerzo</i> 73	
	<i>Recubrimientos y separación entre barras</i> 73	
	<i>Colocación del concreto</i> 74	
	<i>Curado</i> 75	
	<i>Descimbrado</i> 76	
	<i>Juntas de construcción</i> 78	
4.3.3	<b>Agrietamiento del concreto fresco</b> 79	
	<i>Contracción plástica</i> 80	
	<i>Asentamiento plástico</i> 81	
	<i>Congelación temprana</i> 81	
	<i>Deformaciones de los moldes</i> 82	
	<i>Deformaciones de terracerías en losas sobre el suelo</i> 82	
<b>4.4</b>	<b>Deterioro del concreto endurecido por procesos físicos</b>	<b>83</b>
4.4.1	<b>Agrietamiento</b> 83	
	<i>Contracción térmica temprana</i> 83	
	<i>Contracción por secado</i> 84	
	<i>Estrellamiento</i> 85	
	<i>Ciclos de congelación y deshielo</i> 86	
	<i>Variaciones estacionales de temperatura</i> 88	
4.4.2	<b>Erosión</b> 89	
	<i>Abrasión</i> 89	
	<i>Cavitación</i> 89	
<b>4.5</b>	<b>Deterioro del concreto endurecido por procesos químicos</b>	<b>90</b>
4.5.1	<b>Agrietamiento</b> 90	
	<i>Reacciones alcali-agregado</i> 91	
	<i>Carbonatación del cemento</i> 93	
	<i>Corrosión del acero</i> 94	
4.5.2	<b>Deterioro por ácidos</b> 96	
4.5.3	<b>Deterioro por sulfatos</b> 98	
4.5.4	<b>Deterioro por álcalis</b> 100	
4.5.5	<b>Otros agresivos químicos</b> 101	

<b>4.6</b>	<b>Deterioro del concreto endurecido por procesos biológicos</b>	<b>103</b>
4.6.1	Aguas residuales	103
4.6.2	Abonos naturales	105
4.6.3	Invernaderos	105
<b>4.7</b>	<b>Deterioro superficial del concreto endurecido</b>	<b>106</b>
4.7.1	Eflorescencia	106
4.7.2	Depósitos de cultivos biológicos	107
4.7.3	Depósitos de polvo por contaminación medio ambiental	107
<b>4.8</b>	<b>Corrosión del acero de refuerzo</b>	<b>108</b>
4.8.1	Protección del acero embebido en concreto	108
4.8.2	Mecanismos de la corrosión	109
	<i>Fuerza generadora de la corrosión</i>	109
	<i>Oxidación y reducción</i>	109
	<i>Corrosión electroquímica</i>	110
	<i>Pasivación y capas protectoras</i>	110
	<i>Tipos de corrosión</i>	111
	<i>Causas de la corrosión</i>	113
	<i>Carácter electroquímico de la corrosión</i>	114
	<i>Corrosión por cloruros</i>	116
	<i>Mecanismos de penetración de cloruros</i>	117
	<i>Mecanismos de ataque de cloruros</i>	118
	<i>Niveles de cloruros iniciadores de la corrosión</i>	119
	<i>Corrosión por carbonatación</i>	120
	<i>Influencia de las grietas</i>	122
	<i>Modelo de Tuutti</i>	122
4.8.3	Parámetros importantes	123
	<i>Espesor del recubrimiento de concreto</i>	124
	<i>Permeabilidad del recubrimiento de concreto</i>	124
	<i>Contenido del cemento</i>	125
	<i>Tipo de cemento</i>	126
	<i>Medio ambiente</i>	126
4.8.4	Efectos de la corrosión	127
<b>4.9</b>	<b>Daños ocasionados por acciones mecánicas</b>	<b>128</b>
4.9.1	Agrietamiento por actuación directa de cargas	128
4.9.2	Agrietamiento por deformaciones impuestas	129

<b>4.10</b>	<b>Daños ocasionados en situaciones extraordinarias</b>	<b>130</b>
4.10.1	<b>Incendio</b> 130	
	<i>Factores que influyen en los daños causados por el fuego</i> 131	
	<i>Resistencia al fuego</i> 132	
	<i>Acción del fuego sobre el concreto</i> 134	
	<i>Acción del fuego sobre el acero</i> 136	
	<i>Comportamiento del concreto reforzado</i> 136	
4.10.2	<b>Explosiones y colisiones</b> 138	
	<i>Impactos de vehículos</i> 138	
	<i>Explosiones de gas y acción de explosivos</i> 139	
4.10.3	<b>Colapso progresivo</b> 140	
	<i>Cargas anormales</i> 142	
	<i>Frecuencia</i> 142	
	<i>Susceptibilidad en etapa de ejecución</i> 143	
	<i>Filosofía de diseño</i> 143	
<b>4.11</b>	<b>Daños ocasionados por mal uso ó abuso de la estructura</b>	<b>146</b>
4.11.1	Ausencia de inspección y mantenimiento	146
4.11.2	Cambio de uso	147
<b>5</b>	<b>LA PROFILAXIS ESTRUCTURAL</b>	<b>149</b>
<b>5.1</b>	<b>Agresividad medioambiental</b>	<b>149</b>
5.1.1	Humedad	151
5.1.2	Sustancias agresivas	152
5.1.3	Temperatura	152
<b>5.2</b>	<b>Protección del concreto</b>	<b>153</b>
5.2.1	<b>Agresiones y procesos físicos</b> 153	
	<i>Contracción y asentamiento plásticos</i> 153	
	<i>Congelación y deshielo</i> 154	
5.2.2	<b>Acciones mecánicas</b> 155	
5.2.3	<b>Erosión</b> 156	
5.2.4	<b>Agresiones y procesos químicos</b> 157	
	<i>Ataque de sulfatos</i> 157	
	<i>Reacción alcali-agregado</i> 157	
5.2.5	<b>Agresiones biológicas</b> 158	

<b>5.3</b>	<b>Protección del acero de refuerzo</b>	<b>158</b>
5.3.1	Detalles arquitectónicos y estructurales	159
5.3.2	Aberturas máximas de grietas	159
5.3.3	Detallado del acero de refuerzo	160
5.3.4	Recubrimientos y separación entre barras	161
5.3.5	Ingredientes del concreto	164
5.3.6	Control de calidad	165
5.3.7	Otras protecciones	166
<b>5.4</b>	<b>Protección en la etapa de uso</b>	<b>167</b>
5.4.1	Inspección periódica	167
	<i>Clases de inspección</i>	167
	<i>Inspección de rutina</i>	167
	<i>Inspección de detalle</i>	168
	<i>Inspecciones especiales</i>	168
	<i>Periodicidad de inspección</i>	169
5.4.2	Mantenimiento	170
	<i>Importancia del mantenimiento</i>	170
<b>6</b>	<b>LA TERAPÉUTICA ESTRUCTURAL</b>	<b>172</b>
<b>6.1</b>	<b>Técnicas</b>	<b>172</b>
6.1.1	Reparación	172
6.1.2	Reconstrucción parcial	173
6.1.3	Refuerzo	173
6.1.4	Reestructuración	173
6.1.5	Rehabilitación	174
<b>6.2</b>	<b>Estrategias</b>	<b>174</b>
6.2.1	Evaluación estructural	175
	<i>Circunstancias para iniciarla</i>	175
6.2.2	Metodología	176
6.2.3	Plan de rehabilitación	177
	<i>Tipo de edificación</i>	177
	<i>Tipo de estructuración</i>	178
	<i>Restricciones de operación</i>	178
	<i>Procedimientos constructivos</i>	178
	<i>Materiales</i>	179
6.2.4	Dibujos y especificaciones	182

<b>7</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>184</b>
<b>8</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA SELECTA</b>	<b>194</b>
	Referencias citadas	194
	Obras consultadas	203
	<b>Anexo A: Glosario</b>	<b>214</b>
	<b>Anexo B: Figuras</b>	<b>222</b>
	<b>Anexo C: Cuadros, gráficas y tablas</b>	<b>281</b>
	<b>Anexo D: Índice</b>	<b>319</b>
	<b>Resumen autobiográfico</b>	<b>328</b>



UANL

---

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



## **RESUMEN AUTOBIOGRAFICO**

**Ernesto Leopoldo Treviño Treviño**

**Candidato para el Grado de  
Maestro en Ciencias con Especialidad en Ingeniería Estructural**

**Tesis: PATOLOGIA DE LAS ESTRUCTURAS  
DE CONCRETO REFORZADO  
Reflexiones y Recomendaciones**

**Campo de Estudio: Ingeniería Civil**

### **Biografía:**

Nacido en Monterrey, N. L. el 15 de Noviembre de 1944, hijo de Ernesto Treviño Lazo y Amparo Treviño de Treviño.

### **Educación:**

En 1967 obtuvo título de Ingeniero Civil y en 1968 terminó sus estudios de Maestría en Ingeniería Estructural en la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad de Nuevo León. En 1970 realizó estudios de Postgrado en la Universidad de Northwestern en Evanston, Illinois.

### **Experiencia Profesional:**

A partir de 1967 es profesor de planta de diversas asignaturas del área de ingeniería estructural en los programas de Licenciatura y Postgrado en Ingeniería Civil en la Universidad Autónoma de Nuevo León y profesor visitante en varias ocasiones en la Universidad Regiomontana, Universidad Autónoma de Coahuila e Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey.

A partir de 1967 se desempeña como Ingeniero Consultor en Ingeniería Estructural. De 1973 a 1991, Director General de Bufete Industrial Ingeniería, S.A. A partir de 1991, Jefe del Departamento de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería Civil y Coordinador del Programa de Postgrado en Ingeniería Estructural en la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León.

Es miembro del Comité Académico del Centro Nacional de Evaluación para la Educación Superior y del Comité de Evaluación de Becas Crédito al Extranjero del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología.

Recibió en 1995 el Premio correspondiente a la Categoría de Diseño Estructural en el 4° Concurso Anual de Obras CEMEX y en 1997 recibió el reconocimiento al Ingeniero Civil mas destacado en el área de investigación otorgado por el Colegio de Ingenieros Civiles de Nuevo León, correspondiente al periodo 1996 - 1997.

